



TITLE:

性能規定体系における道路橋基礎  
の安定照査法に関する研究(  
Dissertation\_全文)

AUTHOR(S):

中谷, 昌一

---

CITATION:

中谷, 昌一. 性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究. 京都大学, 2009, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2009-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r12332>

RIGHT:

# 性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究

中谷 昌一

## 目 次

論文要旨	i
用語の定義・解説	iii
記号の説明	v
<b>1 章 序論</b>	<b>1</b>
1.1 背景	1
1.2 道路橋の設計理念および要求性能	3
1.3 道路橋基礎の安定照査法の現状	5
1.4 国内における橋梁基礎の安定照査法の現状	7
1.5 基礎の安定照査法に関する研究の現状と課題	10
1.6 研究の目的と構成	12
参考文献	14
<b>2 章 杭基礎の挙動の可逆性を保証する限界点の評価とそのモデル化</b>	<b>16</b>
2.1 概説	16
2.2 単杭挙動の可逆性を保証する限界点とそのモデル化	19
2.2.1 鉛直方向について	19
2.2.2 水平方向について	48
2.3 大変形後の単杭挙動の非可逆性に関する考察	73
2.3.1 はじめに	73
2.3.2 載荷試験結果に基づく考察	74
2.4 まとめ	83
参考文献	84
<b>3 章 杭基礎の副次的な塑性化を考慮した限界点の評価とそのモデル化</b>	<b>86</b>
3.1 概説	86
3.2 組杭基礎の挙動にみる限界点とそのモデル化	93
3.2.1 はじめに	93
3.2.2 検討に用いる水平載荷試験結果	95
3.2.3 単杭が受ける地盤水平抵抗のモデル化	101
3.2.4 単杭における $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ の感度分析	102
3.2.5 極限地盤反力度に関する既存の研究	109
3.2.6 $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ の同定	117
3.2.7 互層地盤への適用性に関する検討	136
3.2.8 群杭効果のモデル化	140

3.2.9	荷重-変位関係および杭体曲げモーメント分布に見るモデル化 の妥当性検証	145
3.2.10	群杭効果に関するモデル化の妥当性検証	153
3.2.11	杭基礎の降伏耐力のモデル誤差の評価	162
3.3	杭基礎の塑性率の制限とその工学的意義	168
3.3.1	はじめに	168
3.3.2	組杭の載荷実験結果	168
3.3.3	塑性率の制限値の工学的意義	178
3.3.4	載荷方向の影響	183
3.4	斜杭を有する杭基礎の塑性率の制限とその工学的意義	186
3.4.1	はじめに	186
3.4.2	模型鋼管杭による斜杭組杭実験結果の概要	186
3.4.3	斜杭を有する杭基礎の許容塑性率の検討	189
3.5	柱状体基礎の塑性率の制限とその工学的意義	191
3.6	まとめ	194
	参考文献	196
<b>4 章</b>	<b>抵抗要素の不確定性を考慮した部分係数の提案</b>	<b>199</b>
4.1	概説	199
4.2	不確実性を考慮すべき因子と部分係数書式	199
4.3	不確実性を考慮した部分係数の設定方法	200
4.4	杭基礎の挙動の可逆性を保証する限界点に対する部分係数の 提案	206
4.4.1	鉛直抵抗に関する信頼性と部分係数の提案	206
4.4.2	水平抵抗に関する信頼性と部分係数の提案	210
4.5	杭基礎の副次的な塑性化を考慮した限界点に対する部分係数 の提案	212
4.5.1	はじめに	212
4.5.2	橋脚の終局水平耐力に関するばらつきの評価	215
4.5.3	杭基礎の限界状態が杭体の塑性化に支配される場合の部分係 数の提案	217
4.5.4	杭基礎の限界状態が杭の鉛直支持力に支配される場合の部分 係数の提案	218
4.5.5	レベル 2 地震時の杭基礎の設計に用いる部分係数の提案	223
4.6	まとめ	223
	参考文献	225

5 章 結 論 .....226

関連論文等 .....229

    I 審査論文 .....229

    II その他論文、研究報告 .....229

    III その他関与した研究報告書並びに関係基準類 .....231

## 論文要旨

本研究の主たる目的は、道路橋を取り上げさらにはその安定問題に着目し、設計を構成する 4 つの基本項目である「要求性能」「評価指標」「照査基準」「検証方法」について、性能規定化を進める過程で課題とされてきた事項について、その工学的な意義や根拠について検討することにある。

我が国においては、少なくとも道路法に基づく道路に架かる橋梁については、すべて「橋、高架の道路等の技術基準」(通称を道路橋示方書) という標準的な規格に適合するよう設計されている。そもそも全国的に広く適用される標準的な基準であれば、その意図は明確であるべきであるが、長らく仕様規定としての適用を受けてきたこともあり、「要求性能」「評価指標」「照査基準」「検証方法」という設計基準の骨格に関して、その規定の思想が語られることはなかった。とりわけて、自然に形成された地盤をよりどころとする基礎の安定照査に至っては、所を変えた再現性がそれ程期待できない中での標準化という困難さはあるが、性能規定化を前提とした場合には、工学的には可能な限り説明を試みる必要がある。

蓋し、国内外の調達規則や基準策定の動向を見るに、調達する構造物に対してその要求するところを明らかとし、かつ、その要求を適切な信頼性を有しながら満足することを求めている。理想的には、このことにより構造物の性能を評価するための客観的な環境が整備され公平で公正な競争が可能となり、技術の一層の進歩を前提としつつ「より良いものをより安くつくる」社会が形成されることを企図しているものと推察される。

このような企図のもと導入が推奨されている性能規定化は、道路管理者の立場からすると、どのような構造物を計画するのかという技術政策が要求されるが、一方では、それに応じた選択肢を得ることができることとなり、高次の次元から真に社会資本の合理化を図ることを可能とする手段として期待される。

本論文は、性能規定化に相応しい基礎の安定照査法を構築していく過程の一例として、道路橋の基礎のうち豊富な載荷試験を有する杭基礎を題材に、単杭と組杭の実挙動を統計的に分析しながら「要求性能」とその「要求性能」の照査に相応しい「評価指標」「照査基準」「検証方法」について工学的な論述を試みたものである。

1 章では、「要求性能」に代表される道路橋の設計の基本的考え方と杭基礎の安定照査の現状と今後について触れ、「要求性能」の照査に相応しい「評価指標」「照査基準」「検証方法」を構築する過程で課題としてきた事項を示し、本研究の目的と意義について述べた。

2 章では、橋梁の供用期間中に想定しうる最も不利な設計状況(常時・暴風時・レベル 1 地震時まで) を想定し、健全な部材から構成される基礎が安定していることを企図した場合に許容される杭基礎の挙動について、幾多の載荷試験データをもとに工学的に有為な限界点の定義を行い、その定量的な評価を試みた。特に、水平方向の挙動に関しては、杭体の剛性低下の影響を除外することにより、地盤抵抗の塑性化の影響をより明確に捉えた限界点の評価を行った。また、その限界点に着目した解析モデルについても最新のデータをもとに再評価を行った。結果的に、定義された限界点に着目した性能の「評価指標」「照査基準」「検証方法」を提案することができた。さらには、基礎が一時的にせよ副次的な塑性化を経験した後の性能について、それ以前と同等の

性能が期待しうるかどうかについて確認し、今後に残された課題について指摘した。

3 章では、橋梁の供用期間中には想定しにくいが否定できない最大級の設計状況(レベル 2 地震時)を想定し、限定的な損傷のもと機能の回復が速やかに行いうることを企図した場合に許容される杭基礎の挙動について、実験室レベルでの組杭基礎や現地での実大基礎に対する載荷試験データなどの積み上げをもとに工学的に有為な限界点の定義を行い、その定量的な評価を試みた。特に、杭基礎全体系としてどのような限界状態が定義できるのかに加えて、どのような解析モデルで挙動を推定できるのか、どのような意図を持った基準値を設定できるのかについて検討を行い、定義された限界点に着目した性能の「評価指標」「検証方法」を提案し、このレベルの照査として合理的な手法となることを確認するとともに、今後の課題についても言及した。

4 章では、基礎設計の宿命である地盤に起因する不確定性をどの段階でどのように取り扱うべきか、上部構造の部材設計との比較を行いながら、荷重抵抗係数設計法を前提とした特性値の設定方法、部分係数の書式を示した。次に、2 章および 3 章で定義した道路橋基礎の安定照査上の限界点について、多数の載荷試験データをもとに確認されている支持抵抗の推定精度をもとに、一定の信頼性を確保するための「照査基準」として部分係数値を試算した。結果的に、鉛直・水平の方向別に同等の信頼性を担保できる部分係数値を提案できることを確認するとともに、今後の課題についても言及した。

5 章では、以上の成果を要約して総括とするとともに、今後に残された課題について考察した。

## 用語の定義・解説

本文に用いる主な用語について、その定義と解説を以下に示す。

### I. 基準類に関する用語

- **道路法:** 道路網の整備を図るため、道路に関して、路線の指定および認定、管理、構造、保全、費用の負担区分などに関する事項を定めた法律。第 29 条により道路の構造の原則として、安全かつ円滑な交通を確保することができるものと規定、さらに、第 30 条第 2 項において、橋梁の構造強度について必要な技術的基準を政令で定めることができる旨を規定している。
- **道路構造令:** 道路法の第 30 条の規定に基づいて、道路の構造の一般的技術的基準を定めた政令。第 35 条において、橋・高架の道路等について基本的な技術的事項を規定、さらに、構造の基準に関して必要な事項は国土交通省令で定める旨を規定している。
- **道路橋示方書:** 「橋、高架の道路等の技術基準」の通称であり、道路橋示方書Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋編、Ⅲコンクリート橋編、Ⅳ下部構造編、Ⅴ耐震設計編からなる。この技術基準は、国土交通省令とはなっていないが、省令に準じたものとして運用されている。

### II. 設計法に関する用語

- **機能:** 構造物に期待される役割。
- **性能:** 機能を果たすために構造物に期待される種々の能力。
- **設計状況:** 構造物の設計において想定する荷重等の作用条件で、作用の組合せおよび個々の作用の頻度と強度により表現される。
- **要求性能:** 目的に適うように構造物に要求される性能。想定する設計状況と設計状況に対応して構造物に期待されている性能とにより、一般的な用語で表現される。
- **評価指標:** 要求性能を満足するために、構造物が求められる性能を発揮することを評価するために設定された工学的な指標。
- **照査基準:** 要求性能を満足するために、構造物が求められる性能を発揮すること保証するために設定された評価指標の制限値。
- **検証方法:** 広くは、要求性能を満足するために構造物が求められる性能を発揮することを検証する工学的な方法をいうが、ここでは、評価指標の応答値を算出するためのモデル化とする。
- **性能規定:** 選択された要求性能を満足するために、構造物に対して示された具体的な性能。一般には想定する設計状況と構造物のあるべき状態の 2 つの要素の組合せで規定する。
- **整備水準:** 構造物に求める要求性能の水準。



- **常時:** 荷重の組合せにおいて、地震の影響または風の影響を考慮しない状態。
- **暴風時:** 荷重の組合せにおいて、風の影響を考慮する状態。
- **レベル1地震時:** 荷重の組合せにおいて、地震の影響を考慮する状態。特に、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動を考慮する状態。
- **レベル2地震時:** 荷重の組合せにおいて、地震の影響を考慮する状態。特に、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動を考慮する状態。
- **弾性限界点:** 単杭や組杭基礎の応答が可逆性を有する限界の点。
- **最大強度点:** 単杭や組杭基礎の抵抗が最大値を示す点。
- **塑性率:** 基礎の応答が弾性限界点を越えた程度を表す指標。
- **特性値:** 評価指標の応答を予測するために必要となる基礎・地盤のモデル化に最も適切な値として推定された地盤物性値の代表値。基礎の設計にあつては、一般に、最も期待される応答値を算出することが目的とされ、計測値から推定される地盤物性値の平均値を充てることが多い。
- **設計値:** 特性値に部分係数を適用して得られる値。

## 参考文献

- ・ 道路法令研究会: 道路法令総覧, ぎょうせい, 2007. 9.
- ・ 道路技術研究会: 道路技術基準通達集, ぎょうせい, 2002. 3.
- ・ (社) 地盤工学会: 性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則(案), 2004. 3.
- ・ (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I～V, 丸善, 2002. 3.

## 記号の説明

### 【2章 杭基礎の挙動の可逆性を保証する限界点の評価とモデル化】

$A$ : 杭の断面積

$L$ : 杭長

$\Delta L$ : 杭体の軸方向変形量

$D$ : 杭径 (杭一般部の外径)

$D_p$ : 杭先端部の外径

$B_H$ : 換算載荷幅

$\beta$ :  $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$  で定義される杭の特性値

$E$ : 弾性係数

$E_0$ : 地盤の変形係数

$E_p$ : 直径 0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた地盤の変形係数

$E_c$ : 孔内水平載荷試験で推定した変形係数

$E_b$ : 一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数

$P_0$ : 杭頭に作用する鉛直荷重(押込方向)

$P_T$ : 杭頭に作用する鉛直荷重(引抜方向)

$P_H$ : 杭頭に作用する水平荷重

$P_P$ :  $P_0$  作用時における杭先端分担荷重

$P_{0u}$ : 杭頭での極限鉛直荷重

$P_{0y}$ : 杭頭での降伏鉛直荷重

$P_{ud}$ : 最大強度点に関する定義に対応した  $P_0$

$P_{0max}$ : 載荷試験における実測最大荷重

$P_{I0}$ : 杭頭変位が杭径の 10 %に達する時の杭頭荷重

$P_{fI0}$ : 杭頭変位が杭径の 10 %に達する時の杭周面摩擦力

$P_{Hy0}$ : Weibull 曲線における弾性限界点に相当する杭頭での水平荷重

$P_{HyI}$ : 残留変位急増点に相当する杭頭での水平荷重

$\lambda_P$ : 弾性限界荷重レベル比 ( $= P_{Hy0} / P_{HyI}$ )

$R_u$ : 杭頭における実測極限支持力

$R_y$ : 杭頭における実測降伏支持力

$R_t$ : 杭先端における実測抵抗力

$R_s$ : 杭周面における実測抵抗力

$R_{uc}$  : 設計上の極限支持力(特性値)

$R_{sc}$  : 設計上の周面抵抗力(特性値)

$R_{y1c}$  :  $R_{uc}$  の 0.63 倍として計算される降伏支持力(特性値)

$R_{y2c}$  :  $R_{sc}$  と同値として計算される降伏支持力(特性値)

$\bar{f}$  : 周面抵抗力の平均値

$f(l)$  : 杭頭部を原点とする任意の深度  $l$  における杭体が受ける単位長さ当たりの周面抵抗力

$N(l)$  : 杭頭部を原点とする任意の深度  $l$  における杭体の軸方向力

$\gamma$  : 先端伝達率( $P_p / P_0$ )

$\gamma_y$  :  $P_{0y}$  作用時における先端伝達率

$\gamma_{10}$  :  $P_{10}$  作用時における先端伝達率

$p$  : 各種支持力(抵抗力) に関する実測値と推定値との比

$S_0$  : 杭頭における鉛直変位

$S_{0y}$  :  $P_{0y}$  作用時の杭頭における鉛直変位

$S_v$  :  $P_0$  または  $P_T$  作用時の杭頭における鉛直変位

$S_p$  : 杭先端における鉛直変位

$S_{py}$  :  $P_{0y}$  作用時の杭先端における鉛直変位

$S(l)$  : 杭頭部を原点とする任意の深度  $l$  における軸方向変位

$\varepsilon_0$  : 杭頭部における杭体の軸ひずみ

$\varepsilon(l)$  : 杭頭部を原点とする任意の深度  $l$  における杭体の軸ひずみ

$y_p$  : 最大荷重時の杭頭における水平変位

$y_H$  :  $P_H$  作用時の杭頭における水平変位

$y_r$  : 杭頭における残留水平変位

$y_y$  : 弾性限界点に相当する杭頭における水平変位

$y_{y1}$  : 残留変位急増点に相当する杭頭における水平変位

$y_{y0}$  : Weibull 曲線における弾性限界点に相当する杭頭における水平変位

$y_0$  : 許容変位量に相当する杭頭における変位量で杭径の 1 %

$y'$  : 着目する杭頭における変位量

$\lambda_y$  : 弾性限界変位レベル比(  $= y_{y1} / y_{y0}$  )

$K_v$  : 杭頭における軸方向バネ定数

$K_{n\%}$  : 杭頭の水平変位が杭径の  $n$  % 時における載荷試験から得られた割線剛性

$k_{pv}$  : 杭先端地盤反力係数(杭先端の単位面積あたりの地盤反力と変位との比)

$k_H$  : 水平方向地盤反力係数

$k_H'$  : 平板載荷試験で得られた水平方向地盤反力係数

$k_{H30}$  : 直径 0.3 m の剛体円板により得られた  $k_H'$

$k_{H0}$ : 杭頭の水平変位が 1 cm 時における載荷試験から得られた  $k_H$  の実測値  
 $k_H$  比: 載荷試験から得られた  $k_H$  の実測値と推定式から計算された  $k_H$  の比  
 $\alpha$ : 地盤反力係数の推定に用いる係数  
 $a$ : 換算載荷幅の取り方に関する補正係数

$n$ : 安全率

$\phi_{Ry}$ : 弾性限界点に対する抵抗係数

$\phi_{Ru}$ : 最大強度点に対する抵抗係数

$m$ : Weibull 分布関数における変位指数

$M$ : 平均値

$SD$ : 標準偏差

$CV$ : 変動係数

$R^2$ : 説明係数

### 【3 章 杭基礎の副次的な塑性化を考慮した限界点の評価とそのモデル化】

$D$ : 杭径

$E$ : 弾性係数

$I$ : 断面 2 次モーメント

$\beta$ :  $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$  で定義される杭の特性値

$\Phi$ : 曲率

$W$ : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

$W_f$ : フーチング重量

$G$ : 土の単位体積重量

$\sigma'_v$ : 有効上載圧

$z$ : 地表面からの深度

$F$ : 土の内部摩擦角

$\theta$ : 杭体と土との壁面摩擦角

$\tau$ : 地表面と水平面とのなす角度

$c$ : 粘着力

$c_u$ : 非排水せん断強度

$q_u$ : 一軸圧縮試験による圧縮強度

$N$  値: 標準貫入試験値

$f_{ck}^*$ : コンクリートの呼び強度

$f_m$ : コンクリートの標準供試体強度

$f_m^*$ : 水中コンクリートの採取コア強度の平均値

$q$ : せん断スパン

$P_H$ : 杭頭に作用する単杭の水平荷重

$P_{HG}$ : 杭頭に作用する組杭の全水平荷重

$P_{HG_i}$ : 組杭中の着目する杭列の杭  $i$  における杭頭での水平荷重

$P_{\underline{HG}}$ : 組杭中の着目する杭列の杭頭での水平荷重の平均値

$R_{Hd}$ : 計算で求められる単杭に対する水平抵抗

$R_{HdG}$ : 計算で求められる組杭に対する水平抵抗

$R_{ucN}$ : 設計上の単杭の極限支持力(押込方向)

$R_{ucT}$ : 設計上の単杭の極限支持力(引抜方向)

$p$ : 単杭あるいは組杭の水平支持力(抵抗力) に関する実測値と推定値との比

$p$ : 水平地盤反力度

$p_U$ : クーロンの受働土圧強度

$p_{HU}$ : 杭に作用する水平地盤反力度の上限値

$p_{HUG}$ : 群杭効果を考慮した杭に作用する水平地盤反力度の上限値

$K_p$ : 受働土圧係数

$K_{p(R)}$ : ランキンの受働土圧係数

$K_{p(C)}$ : クーロン受働土圧係数

$F_\phi$ : 受働土圧強度を求める際の係数

$y$ : 杭頭における水平変位

$y_y$ : 弾性限界点に相当する杭頭における水平変位

$d_H$ : 荷重作用位置における水平変位

$d_u$ : 基礎が終局に達した時の荷重作用位置における水平変位

$d_y$ : 基礎が降伏に達した時の荷重作用位置における水平変位

$K_v$ : 杭頭における軸方向バネ定数

$k_H$ : 水平方向地盤反力係数

$k_{HE}$ : 群杭効果を考慮したバイリニアモデルのための水平方向地盤反力係数

$\alpha_k$ : 単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数

$\alpha_p$ : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

$\eta_k$ : 水平地盤反力係数についての群杭効果に関する補正係数

$\eta_p$ : 水平地盤反力度の上限値についての群杭効果に関する補正係数

$K$ : 載荷試験から得られた荷重-変位曲線による割線剛性

$K_{I\%}$ : 杭頭の水平変位が杭径の 1 % 時における載荷試験から得られた割線剛性  
 $r$ : 基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比

$k_h$ : 設計水平震度

$k_{hc}$ : レベル 2 地震動の設計水平震度

$k_{hg}$ : レベル 2 地震動の地盤面上の設計水平震度

$k_{hp}$ : 橋脚基部に主たる塑性化が生じる場合の基礎の設計水平震度

$k_{hcf}$ : 基礎・地盤系に主たる塑性化が生じる場合の基礎の設計水平震度

$k_{hyF}$ : 基礎が降伏に達するときの水平震度

$k_R$ : 降伏震度比( $k_{hyF}$  実測値 /  $k_{hyF}$  計算値)

$\mu_{FR}$ : 応答塑性率

$\mu_{FL}$ : 許容塑性率

$m$ : Weibull 分布関数における変位指数

$CV$ : 変動係数

#### 【4 章 抵抗要素の不確定性を考慮した部分係数の提案】

$W$ : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

$W_u$ : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量

$W_p$ : 橋脚の重量

$P$ : 荷重

$P_D$ : 死荷重による杭頭反力

$P_E$ : 地震荷重による杭頭反力

$P_d$ : 設計荷重

$P_n$ : 荷重の公称値

$R$ : 抵抗力

$R_d$ : 設計抵抗力

$R_n$ : 抵抗の公称値

$R_{uc}$ : 設計上の極限支持力(特性値)

$R_{y1c}$ :  $R_{uc}$  の 0.63 倍として計算される降伏支持力(特性値)

$R_{y2c}$ : 設計上の杭周面抵抗力(特性値)

$R_{ud}$ : 設計極限支持力(設計値)

$R_{yd}$ : 設計降伏支持力(設計値)

$y_y$ : 弾性限界点に相当する杭頭における水平変位

$y_c$ :  $P$  作用時の杭頭における水平変位

$y_d$ : 設計弾性限界水平変位(設計値)

$k_{hp}$ : 橋脚基部に主たる塑性化が生じる場合の基礎の設計水平震度

$k_{hu}$ : 橋脚の終局限界水平震度

$k_{hyF}$ : 基礎が降伏に達するときの水平震度

$c_{dF}$ :  $k_{hp}$  を求めるための補正係数

$K_Q$ : 換算水平震度比( $k_{hu}$  計算値 /  $k_{hu}$  基準値)

$\phi$ : 抵抗係数

$\phi_{Ry}$ : 弾性限界点に対する抵抗係数

$\phi_{Ru}$ : 最大強度点に対する抵抗係数

$\phi$ : 基礎の耐力の不確実性を考慮するための抵抗係数

$\psi$ : 荷重係数

$\psi'$ : 橋脚の耐力の不確実性に起因する荷重係数

$\gamma$ : 部分係数

$\beta$ : 信頼性指標

$\beta_T$ : 目標信頼性指標

$m_x$ :  $x$  の平均値

$s_x$ :  $x$  の標準偏差

$CV_x$ :  $x$  の変動係数

$p$ : 各種支持力(抵抗力) に関する実測値と推定値との比

## 1章 序論

### 1.1 背景

我が国においては、少なくとも道路法に基づく道路に架かる橋梁は、道路法 30 条<sup>1)</sup>、さらにはこれを受けた道路構造令 35 条<sup>2)</sup>の規定するところにより、国土交通省令をもって定められる橋・高架の道路等の構造基準によるものとされている。この技術基準は国土交通省令とはなっていないが、省令に準じたものとして運用されており、具体的には、「橋、高架の道路等の技術基準」(通称を道路橋示方書) という標準的な基準に適合するように、すべて設計されている。そもそも全国的に広く適用される標準的な基準であれば、その意図するところは明確に示されるべきであるが、長らく仕様規定としての適用を受けてきたこともあり、「要求性能」「評価指標」「照査基準」「検証方法」という設計基準の骨格に関して、その規定の思想が語られることはなかった。とりわけて、自然に形成された地盤をよりどころとする基礎の安定照査にあっては、「不確定性」と「標準化」には乖離があり、工学的な説明が十分にはなされていないのが現状である。

一方で、国内外の調達規則や基準策定の動向を見ると、調達する構造物に対してその要求するところを明らかとし、かつ、その要求を適切な信頼性を有しながら満足することを規格化することを求めている。例えば、国際的には WTO / TBT 協定が締結され、透明性の確保および国際的な調和を進めることにより、貿易障害としての基準・認証制度を可能な限り減少させることが約束され、国際規格の優先が求められている<sup>3)</sup>。一方で、ISO にあっては、構造物の設計は「仕様規定から性能規定へ」「信頼性を説明できる設計へ」が国際的な基調となっている。また、これらの動きを受けて、国内的にも「土木・建築にかかる設計の基本<sup>4)</sup>」が示され、国際技術標準への整合が方針として示され、各種基準類の性能規定化などが進められている。理想的には、このことにより構造物の性能を評価するための客観的な環境が担保され公平で公正な競争が可能となり、技術の一層の進歩を前提としつつ「より良いものをより安くつくる」社会が形成されることとなるが、このためには、「どのような設計状況において、どの程度の確からしきで、橋がどのような状況にあればよいのか」を、具体的に規定するとともに検証を可能とすることができるか否かが重要である。

このように性能規定化の背景には、対象としている構造物の整備に際して、社会的な制約条件が厳しくなる中で「明確なる技術政策」が問われていることがある。彼のローマ帝国により整備された水道橋である Pont du Gare は、帝国の衰退により十分な維持管理が行えない状況にあって実に 900 年間は機能し続けていたと、現地を訪ねた際に伺った記憶がある。同じく Via Appia についても敷設してから 800 年が過ぎていながら完璧な状態を保っている、あるいは 300 年以上も自然に任せる状態で機能していたという記録についても文献<sup>5)</sup>に言及されている。しかし、わが国の道路橋の設計供用期間については、ようやく百年を設定することに合意が得られそうな状況にしかない。事実、供用してから 50 年の内には大半の道路橋は理由の如何によらず更新されている<sup>6)</sup>。国家百年の計ならぬ千年の計をもって社会資本の構築をなしていた文明が嘗てあったとすれば、長らく挑戦にさらされることも無く、ひたすら安逸を貪ってきたといわざるを得ない。



今後の社会資本の整備を展望したときに、まずは、整備の水準を明確に示すことから始めるべきであろう。整備水準の明らかにされた道路ネットワークの計画を前提とし、このために相応しい性能を有する構造物とし、相応しい維持管理を前提とするべきであろう。このような「明確な技術政策」に対して、これを達成するための選択肢を提示するとともに、その具体化に向けた技術開発への誘導こそが、性能規定化された基準の果たすべき使命と考える。

例えば、「どのような設計状況において」や「どの程度の確からしきで」と言う観点からは、設計条件の設定や施工管理の設定などに関して、相応しい地盤調査結果の活用・豊富なデータ蓄積に基づく合理的な荷重作用の設定・徹底した施工品質の実施など、また、「どのような状況に」と言う観点からは、部分的な更新を前提とした新たな橋梁構造の導入など、創造力の発揮される領域が広がっている。技術力に磨きをかけた企業努力が設計に反映できるようになれば、健全で効果的な企画競争に誘導することも可能となり、延いては「自分の頭で考える本物の技術者」を育む土壌も醸成されるものと信じる。

このような状況の中、道路橋示方書については、平成 14 年度の改定<sup>7)</sup>において、新たな章項立てのもとに明らかな形で耐久性能に関する規定が設けられ、特に、耐荷性能や耐震性能については各条項の要求するところを定性的に表現するとともに、これまでの検証方法や構造細目などを解の一つとして示す形式で性能規定の概念の導入が図られた。その後も継続して、さらなる要求性能の明確化、言い換えれば選択肢の提示に関する議論が行われており、あわせて部分係数設計法の導入に向けて鋭意検討が進められている。このためには、「要求性能」「評価指標」「照査基準」「検証方法」という設計基準の骨格に関して、その規定の思想を具体的に示す努力が必要となる。

本論文では、基礎の設計に特有の「理想と現実との乖離」も踏まえながら、道路橋の基礎を題材に、「要求性能」の照査に相応しい「評価指標」「照査基準」「検証方法」について、これまでに構築してきた設計体系について、どのような工学的な解釈や判断が行い得るのか論述を試みようとするものであり、結果として、将来に向けて創造性が発揮されるための共通の土俵が提示できたとすれば、これを幸いとするものである。

## 1.2 道路橋の設計理念および要求性能

本研究の目的と構成を述べる前に、本研究の内容に関して理解を得るうえで重要となる、道路橋示方書に示されている現在における設計の基本的考え方について触れておきたい。周知のとおり、わが国における社会資本の整備は戦後の昭和 30 年代より急速に進められ、高度成長において整備された道路橋のストックは約 40%に上っている<sup>6)</sup>。大量の道路橋を効率的に整備する社会システムの一環として基準類の整備も進められ、国策の実現に貢献してきたともいえる。この設計基準<sup>7~20)</sup>は、実際に供用されてきた道路橋の損傷経験や被災状況などの経験を踏まえて、長期に亘り適宜に修正を加えられて今日に至っており、昭和 40 年代に策定が進められてから大小含めて、5 回の改定が行われている。さらには、定期的な点検制度の浸透とともに、数十年に及ぶ実橋による莫大な暴露試験の結果が得られつつあり、従来の耐荷性能の照査から耐久性能の照査に注目が移っている。このことは、土木工学が一種の経験工学であることを如実に語っており、過去 2 回の改定に携わってきた経験からして、道路橋示方書は永遠に未完の大典である。

まず、設計の基本理念としては、「使用目的との適合性」「構造物の安全性」「耐久性」「施工品質の確保」「維持管理の容易さ」「環境との調和」「経済性」の 7 つの項目が掲げられている。道路橋示方書には、これら 7 つの項目のうち、実験的にも理論的にも妥当性を有する標準的な検証方法を示しうる「使用目的との適合性」「構造物の安全性」「耐久性」について、最低限度の規定が集積されている。本研究で取り上げることとなる安定照査は、「使用目的との適合性」「構造物の安全性」にかかわるものであるが、その設計の意図するところ、すなわち「要求性能」について概説すれば下記のとおりとなる。

### 設計意図-I

橋梁の供用期間中に発生が想定しうる中で最も不利な設計状況(いわゆる永続作用と変動作用による設計状況で、道路橋示方書では常時・暴風時・レベル 1 地震時と称される)の設計にあつては、橋梁全体系の健全性を保証する。このため、工学的には橋梁各部位・部材の挙動を弾性範囲に押さえる手法を検証方法として採用している。具体的には、許容応力度設計体系を維持するとともに許容応力度については要求事項とするなど、これまでに蓄積された実績を重視し慎重に対応している。これは、この領域の設計状況にあつて不都合が生じると、常時の交通に対して重大な支障をきたすことから、設計法の信頼性が高いことが求められるためである。

### 設計意図-II

橋梁の供用期間中には発生が想定しにくいが否定できない最大級の設計状況(いわゆる偶発作用による設計状況で、道路橋示方書ではレベル 2 地震時と称される)の設計にあつては、橋梁各部位・部材のうち特定の部分に損傷を許容するが橋梁全体系としては修復性や安全性を担保する。このため、工学的には、橋梁全体系としての変形性能や残留する不具合の照査が行われる。平成 7 年に経験した兵庫県南部地震による神戸における甚大な震災に鑑み、平成 8 年に道路橋示方書に追加された項目である。上記の設計意図-I を満足する幾多の選択肢のうち、耐震性に優れたものを選択するという大局的な判断を行っているものである。

このような明確な設計意図、すなわち、「要求性能」を基準において表明した歴史は実はそれほど古くない。平成2年度の道路橋示方書の改定<sup>19)</sup>において、耐震設計編に初めて部分的に示され、平成8年度の改定<sup>20)</sup>によって本格的に導入されたものである。これは将に、結果的には性能規定化と軌を一にすべきものであって、震災経験を踏まえた要求として、「どのような設計状況において、橋がどのような状況にあればよいのか」を具体的に示したものであり、一般に理解されやすい。これらの設計意図は、耐震性能と強く関係付けられていることから明らかなように、上部構造の設計においては、設計意図Ⅱは支配的ではない。すなわち、「想定している設計状況にあつては、補修の必要性の無い健全な状態を維持すること」を設計照査の目的としている。設計の便法として、終局的な破壊や座屈などの不安定事象に対して十分な安全性を確保する方法も一部には取られるが、設計の目的は健全性の保証にあり設計で狙う照査のポイントは終局的な状態にはない。既に、昭和50年代に限界状態設計法の導入が叫ばれたが、そのためには本来、構造物に要求される性能と限界状態との関連性についての深い洞察が必須であつて、極めて表面的な実行を伴わない単なる提唱に終わったのは、この点を端的、かつ象徴的に表している。

道路橋基礎の限界状態設計法の議論は昭和63年から本格的に始まったが<sup>21~23)</sup>、第一番目の議論は、基礎に求められている性能とは何かという問題についてから始まった。その結果、下部構造にあつても当然ながら上部構造と同様に、「想定している設計状況にあつては、補修の必要性の無い健全な状態を維持すること」を設計照査の目的とすべきことが確認されたことは、先人たちの営々として築き上げてきた照査法の根本である哲学を理解するうえで、大変意義深いできごとであつた。果たしてそのような理解が可能であるのか、昭和の終わりから現在に至るまで、その後の幾多の実験的取り組みや載荷試験データの分析を通して検討が進められてきた<sup>24)</sup>。本論文は、将にこの点に関する総括の書となることも目指したものである。

### 1.3 道路橋基礎の安定照査法の現状

前述したそれぞれの設計意図を実現するために、具体的に杭基礎の安定照査においてどのような手法がとられているのかについても、あらかじめ述べおきたい。なお、基本的に地盤が長期に亘り安定して存在することを前提としており、さらには、良質な支持層への根入れを原則としている。また、杭基礎の挙動に大きく影響を与える地震の影響は、大きく分けて 1) 基礎が支持する上部の構造からの慣性力の影響、2) 周辺地盤の振動変位による影響とがあるが、1) に分類される慣性力の影響を支配的なものとして考慮している。この意味において、設計上の地盤面の設定は極めて重要となるが、一般にはフーチングの下面に設定され、フーチングを含めた上部の構造の慣性力が作用として考慮される。さらに、地震時に液状化などにより不安定となる土層がある場合には、その下層に設計地盤面が移ることとし、設計上は作用と抵抗の境界を明確に意識している。

具体的な杭基礎の安定照査法について述べる前に、基本的な杭基礎の破壊に至るまでのシナリオについて触れておきたい。図-1.3.1 に示すとおり、基礎の安定を支配する項目は、部位・部材の設計で終わる上部構造とは異なり、「基礎を構成する部材」および「基礎を支える地盤」の 2 要素で構成される。初期の荷重段階では、繰り返し荷重に対して可逆性も期待できる、見かけ上は弾性的な挙動をする範囲にある(A 点以内)。この点を超えると、何らかの塑性化など力学的な性状に変化を来し、徐々に可逆性を失っていくことになる。特に、残留する不具合が急増し始めるのは、基礎系の降伏点である B 点を超えた以降であり、部材・地盤それぞれの力学的な特性の変化を要因とする場合が想定される。基礎はかなり急激に支持性能を喪失することはないが、塑性化の進展に伴い変位や傾斜を生じ、最終的には上部構造を支えるという機能を失うことになる。

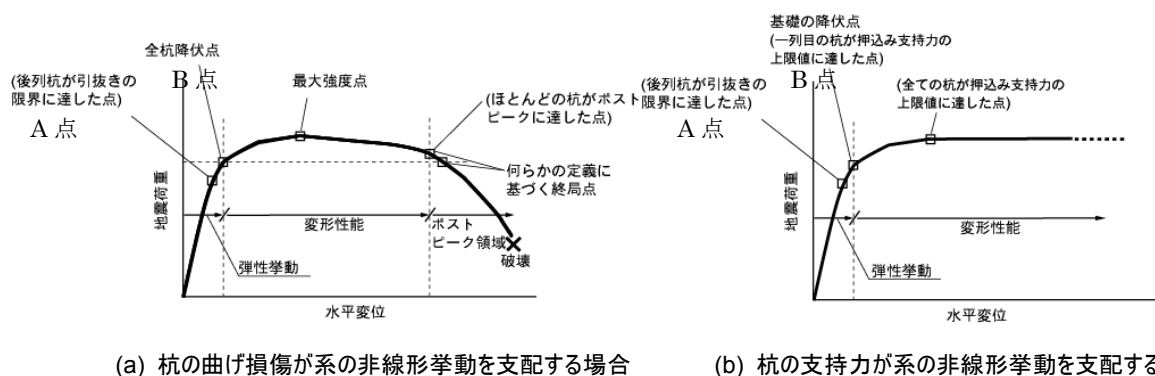


図-1.3.1 組杭の損傷と水平支持の関係の模式図

このような基本的なシナリオを踏まえて、現在とられている安定照査の方法は次のようになっている。

#### (1) 杭基礎の設計—レベル1・・・杭の挙動に見る弾性限界の照査

基礎の設計は、「部材設計」と「安定設計」の2つに区分される。

すなわち、橋梁の供用期間中に想定しうる中で最も不利な設計状態(常時・暴風時・レベル1地震

時まで) にあつては、

- ・ 基礎を構成する各部材が健全であること
- ・ 健全な部材から構成される基礎が可逆的に安定していること

の2点を満たすことを意図している。

この許容範囲にあつては、基本的に杭基礎は、「剛体と見なせるフーチングに剛結された弾性体である杭の集合体」と解され、その挙動は、各杭の挙動に支配されるものと考えている。したがって、杭基礎の挙動は、一番厳しい荷重条件下にある杭の挙動に着目して議論される。

杭の水平方向の挙動についていえば、厳密には本来その初期の時点から非線形であるが、設計の意図から残留変位が急増する限界点を弾性限界と工学的に定義し、この限界点を念頭に、設計上は杭径の1%で許容変位量および地盤反力係数の規定がなされており、杭は設計地盤面から $1/\beta$ の深さまでの地盤の平均的な性質を反映した弾性床上の梁として解析され、設計地盤面における変位を許容変位量に納めることによって弾性挙動範囲であることが検証されている。また、杭の鉛直方向の挙動についても同様に、杭頭沈下量が急増する点を弾性限界とし、この限界点を念頭に、許容支持力および鉛直方向の杭頭バネの規定がなされており、許容支持力に杭頭反力を納めることによって弾性挙動範囲であることが検証されている。部材設計についても同様に、上記の弾性理論により発生する杭体の断面力に対して許容応力度設計法が適用され、弾性挙動範囲であることが検証されている。

## (2) 杭基礎の設計—レベル2・・・杭基礎全体系の挙動に見る弾性限界の照査

橋梁の供用期間中には想定しにくいが否定できない最大級の設計状態(レベル2地震時) にあつては、

- ・ 地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得ること
- ・ 地震による損傷が橋として致命的ではないこと

のいずれかが要求されるが、特に基礎については、管理・修復の困難さから、原則として副次的な塑性化にとどめられ、やむを得ない場合においてのみ補修可能な程度の範囲に損傷を収めるべく規定されている。すなわち、杭基礎全体系の大変形問題に帰着させ、原則として基礎が降伏しないこと(基礎全体系の挙動が弾性限界内にとどまること)を意図した照査が行われている。このとき、杭基礎の降伏の定義が重要になるが、上部構造との取り合いの位置で水平変位が急増し始める点とされ、「全ての杭の塑性化による曲げ変形」や「支持力の上限に達したことによる回転変位の増加」に着目している。このとき、杭基礎の構成部材についてはせん断耐力照査を行い、特にフーチングに関しては、上部構造から作用する荷重を基礎に伝達する重要な構造部位であることから、そのほかに曲げに対しては降伏耐力内に発生曲げモーメントをとどめている。なお、原則をはずれやむなく降伏させる場合にも機能の回復が容易に行いうる程度の損傷にとどめなければならない。このため、工学的には最大耐荷力を維持できる限界点に着目し、当初のエネルギー吸収能力を残存させることとし、しかるべき許容塑性率を規定している。

#### 1.4 国内における橋梁基礎の安定照査法の現状

まず、国内において基礎の安定照査も含めて最も早く性能規定に移行した基準である「港湾の施設の技術上の基準」(以下、港湾基準と称する)に着目する。この基準は、港湾法に基づく規定であり、港湾の施設を建設・改良・維持する際の基準として告示され広く適用されており、直近の改正による港湾基準は、平成 19 年 4 月 1 日から施行されている。

改正後の港湾基準では、従来の検討手法や形状などの手段を規定する仕様規定から、構造物に求められる性能のみを規定し、結果に至るプロセスを規定しない性能規定に移行している。なお、技術基準への適合性を確認する適合性確認制度を導入している点が目新しい。このため、厳密には「要求性能」しか検討の俎上に乗らないが、文献<sup>25)26)</sup>において、設計者の利便性を考慮し参考として性能照査手法が提示されているので、「照査指標」「照査基準」「検証方法」についても、大凡その期待しているところについて伺い知ることができる。

特徴をまとめると下記のとおりとなる。

- 1) 施設に求められる「要求性能」は表-1.4.1 に示すとおり省令において定められているものとされている。実際は、設計状況との関連において、使用性・修復性・安全性を適宜要求しており、道路橋における「要求性能」と内容が大きく異なることは無い。
- 2) 「照査基準」に関しては、照査すべき限界状態を明確に定義し、その状態に対応する施設の破壊モードを抽出し、想定される破壊が生じないことを確率論に基づいて定量的に評価する方法を求めており、参考として示されている性能照査法としては、部分係数法によるレベル 1 信頼性設計法を標準的な手法として、具体的な部分係数とともに提示している。
- 3) 「要求性能」を満足するために求められる「性能規定」を見る限りにおいては、安定照査に関しては「地盤の破壊に基づく抵抗力を超える、地盤のすべり破壊の生じる、あるいは、転覆の生じる危険性などが限界値以下であること」とされ、着目する照査点がすべて終局的な限界点に置かれている。少なくとも、変位・変形量を厳しく制限するという意図は感じられない。
- 4) 3) について、レベル 1 地震動、レベル 2 地震動などの設計状況に応じた「性能規定」がなされておらず、1) に規定されている「要求性能」との関連性は、どの程度「限界値以下」とするかによって操作されているものと推察されるが、「照査指標」「検証方法」ともに、その工学的な位置づけは不明瞭である。

次に、国内における同一の構造物である橋梁を対象とした基準として参考となる「鉄道構造物等設計標準(以下、設計標準と称する)」に着目する。この基準は、鉄道営業法の趣旨に則り、安全で経済的な鉄道構造物の設計・施工が行えるように具体的な設計手法について記述されたものであり、鉄道局より鉄道事業者に通達され広く実務に活用されている。

設計標準は、「耐震設計」<sup>27)</sup>・「コンクリート構造物」<sup>28)</sup>・「基礎構造物・抗土圧構造物」<sup>29)</sup>など分野別、構造物別に分冊されて整備されており、順次、性能照査型への移行が進められている。現在のところ「耐震設計」・「コンクリート構造物」に関して性能規定化がなされており、「基礎構造物・抗土圧構造物」については、ほぼ改定原案が完成した状況にあるものの一般には公表され

ていない。このため、厳密には性能規定体系下における基礎の安定照査についての詳細は現段階においては不明であるが、基礎構造物は耐震設計によって概略が決まることから、主として耐震設計に関する規定に基づいて鉄道橋に関する基礎構造物の「照査指標」「照査基準」「検証方法」について、大凡その意図しているところについて伺い知ることができる。

特徴をまとめると下記のとおりとなる。

- 1) 施設に求められる「要求性能」は表-1.4.2 に示すとおり、通達された条文において定められているものとされている。表中にもあるとおり、実際は、設計状況(考慮する作用)との関連において、使用性・修復性・安全性を適宜要求しており、道路橋における「要求性能」と内容が大きく異なることは無い。ただし、「照査指標」とされる変位・変形に関しては、走行安全性の観点から軌道面で一定の制限がかけられている点が特徴的である。
- 2) 「照査基準」に関しては、照査すべき限界状態を設定し、その状態に達しないことを各種の安全係数・修正係数を設定して照査することとされており、可能な範囲でばらつきを定量的に評価して係数を設定する方法を採用しているが、安定問題に関しては従来の基礎の安定の検討に対する安全率を考慮して定められたとされている。
- 3) 「要求性能」を満足するために求められる個々の「性能規定」に関しては、該当する設計状況に対応して設定された限界状態に達しないこととして表現されている。
- 4) 3) について、レベル1地震動、レベル2地震動などの設計状況に応じた「性能規定」となっており、安定照査に関しては道路橋とほぼ同様の規定となっているが、特にレベル1地震動に対する水平方向の照査に関しては、地盤の抵抗特性の可逆性には着目していない。

以上のように、具体的な土木構造物に対する設計基準を見れば明らかなように、それぞれの構造物に求められる「要求性能」を設定し、さらには、「要求性能」に見合った部位・部材あるいは構造ごとの「性能規定」を規定している。この段階で、着目すべき部位・部材あるいは構造の工学的な挙動の変化点である限界状態を設定し、その限界状態を捉えるために相応しい「照査指標」に着目して、適切な「検証方法」を設定し、可能な限り確率的な手法により信頼性を意識しつつ「照査基準」を設定していることがわかる。

このことから明らかなように、構造物に求められる性能は構造物の使用用途・損傷時に他に与える社会的な影響などに応じて異なってくることから、一見「要求性能」の表現振りは似通っていても、「照査指標」「照査基準」「検証方法」はそれぞれに異なっている。すなわち、性能規定体系下における設計基準は、対象とする構造物を想定すること無しには最早成立せず、また、求められる性能に応じた適度な「照査指標」「照査基準」「検証方法」を設定しなければ、不必要な労力を消費させることになるか、逆に欠陥構造物を生み出すことにつながる事が理解されよう。

表-1.4.1 港湾構造物の主な要求性能<sup>25)</sup>

要求性能		主な内容
基本的要求性能 (構造的安定性)	使用性	使用上の不都合を生じずに施設等を使用できる性能のこと(同時に修復性・安全性も確保されると解釈)
	修復性	技術的に可能で経済的に妥当な範囲の修繕で継続的に使用できる性能のこと(同時に安全性も確保されると解釈)
	安全性	人命の安全等を確保できる性能のこと
その他	供用性	施設の供用および利便性の観点から施設が保有すべき性能のこと
	施工性	信頼性のある適切な方法を用いることにより、妥当な工期で工事の安全を確保しながら施工できる性能のこと
	維持管理	施設の利用および想定した作用による施設の劣化損傷に対して、技術的に可能でかつ経済的に妥当な範囲で補修・補強等を施すことにより、施設に必要な所要の性能を継続的に確保できる性能のこと

表-1.4.2 鉄道構造物の主な要求性能<sup>28)</sup>

要求性能	性能項目	照査指標の例	考慮する作用
安全性	破壊	力・変位・変形	<ul style="list-style-type: none"> <li>設計耐用期間中に生じる全ての作用およびその繰返し*<sup>2</sup></li> <li>発生頻度は少ないが影響の大きい偶発作用*<sup>3</sup></li> </ul>
	疲労破壊	応力度、力	
	走行安全性	変位・変形	
	公衆安全性* <sup>1</sup>	中性化深さ、塩化物イオン濃度	
使用性	乗り心地	変位・変形	<ul style="list-style-type: none"> <li>設計耐用期間中に比較的しばしば生じる大きさの作用</li> </ul>
	外観* <sup>1</sup>	ひび割れ幅、応力度	
	水密性* <sup>1</sup>	ひび割れ幅、応力度	
	騒音・振動* <sup>1</sup>	騒音レベル、振動レベル	
復旧性	損傷	変位・変形、力、応力度	<ul style="list-style-type: none"> <li>設計耐用期間中に生じる作用</li> <li>発生頻度は少ないが影響の大きい偶発作用*<sup>3</sup></li> </ul>

\*1 必要に応じ設定される性能項目

\*2 疲労破壊の照査で考慮する作用は、変動の特性を考慮して別に定める(文献<sup>28)</sup> 4章参照)

\*3 必要に応じ考慮する作用



## 1.5 基礎の安定照査法に関する研究の現状と課題

1.4 に述べたとおり、他の土木構造物に関しても性能規定体系における安定照査法の確立に向けた検討が行われ基準策定がなされつつある。多くの場合、信頼性設計法の導入もあわせて進められている。すなわち、安全性の評価において、様々な不確定要因を統計的手法により定量的に評価して余裕量を設定すべく検討が進められている。

安全性の評価方法としては、以下のようなものがある<sup>30)</sup>。

- ① 事故統計に基づく方法
- ② 過去の設計基準類へのキャリブレーションに基づく方法
- ③ 他の災害危険性との比較による方法
- ④ 人的損害に対する危険性回避に要する投資効果による方法
- ⑤ ライフサイクルコスト最小化に基づく方法

港湾構造物では、これらの手法の適用性を検討し、②の方法が最も適当であるとしている<sup>31)</sup>。②の方法は、既設の構造物が有する安全余裕を評価し、その値と同程度の信頼性を目標として余裕量を定める方法であり、一般にコードキャリブレーションと呼ばれる。文献<sup>32)</sup>に、港湾構造物(ケーソン式混成堤および消波ブロック被覆堤)に上記手法を適用した例が報告されている。その中では、この手法を適用した場合に設計される構造物の諸元は、結果的に現行設計法による場合と同程度である一方で、構造物の有する安全余裕のばらつきが非常に小さくなったことが報告されている。

信頼性を評価する手目には、基礎の安定照査においては地盤定数の評価が非常に重要となる。これは、地盤そのものの形成されてきた経緯が場所によって異なるためであり、したがって、人工構造物とは異なりその組成も様々であり物理特性も非均質・異方性であるなど複雑であることが一般的である。このため、調査・試験法に起因するばらつきに加えて、サンプリング数や箇所によってもばらつきが非常に大きくなり、設計に用いる地盤定数の評価は非常に難しい。文献<sup>25)</sup>では、地盤定数に関して、得られたデータのばらつきばかりでなく、得られたデータ数に応じた補正係数を乗じることにより、設計に用いる値(特性値)を定める方法について報告している。

また、地盤調査数の制約から、得られた調査結果から地盤物性値(推定値)に関して一定のモデル化を行うことが一般的である。したがって、得られた地盤定数のばらつきは、モデル化の良否にも依存しており、特性値はその影響を免れない。例えば、図-1.5.1 は非排水せん断強さの特性値の評価例である。図中の●が地盤調査から得られた計測値を一次処理した値(導出値)を示している。(a)に示すように、深さ方向に依存しないとモデル化した場合は、ばらつきが非常に大きくなる。港湾構造物では、このようにあまりにもばらつきが大きい場合(変動係数が0.6以上)には、モデル化あるいは地盤調査をやり直すように定めている。(b)のように深さ方向に一様分布していると仮定してモデル化した場合は、特性値が得られる。ただし、(c)に示すように、さらに詳細にデータを吟味し、三層に分けてモデル化した場合には各層の変動係数がより小さくなり、地盤の特性をよりの確に反映した設計を可能とする点で、特性値として相応しい値が得られる。一方、このように、ばらつきを小さくすることにより、設計において安全余裕を小さくすることができる設計体系としておけば、的確な地盤調査方法の開発や設計時点におけるデータ評価能力

の向上へと誘導することにも繋がり、「より良いものをより安くつくる」社会を達成する有効な手段ともなる。

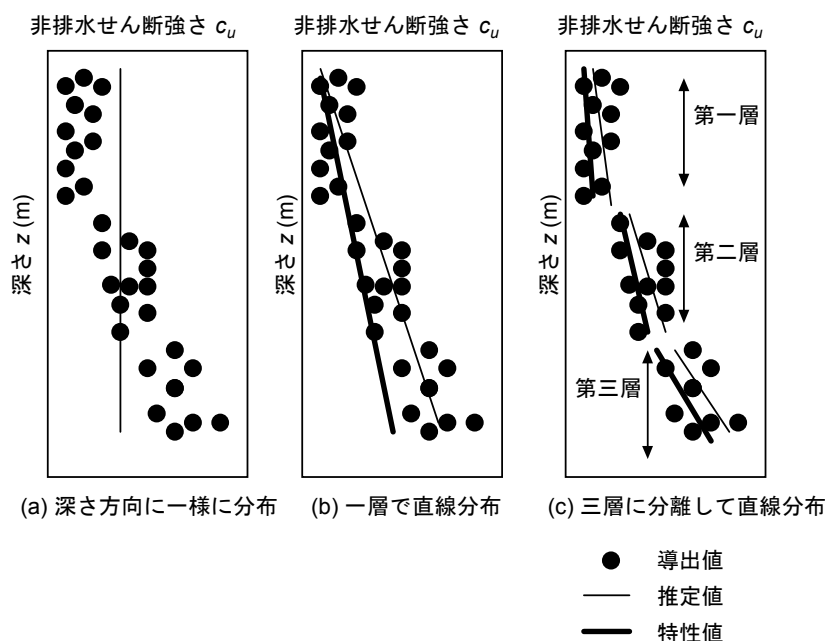


図-1.5.1 地盤調査結果に基づく設計に用いる特性値の評価例

基礎の安定照査にあたっては、地盤調査により地盤特性を評価したうえで、外力作用により基礎がどのように挙動するか、その応答値の評価が適切であるかを確認する必要がある。神田ら、高瀬らは地盤抵抗のばらつきを評価し、杭基礎の荷重-変位の関係にもたらす影響について評価している<sup>33) 34)</sup>。その結果、地盤抵抗のばらつきが杭基礎の荷重-変位関係に与える影響は非常に大きいことを示している。このことは、地盤抵抗のばらつきの評価を慎重に行わないと、実態と合わない挙動に対して安定照査を行っていることとなり、安全余裕の評価に大きな誤りを犯す危険性を示唆している。

また、基礎は地中構造物であるため、一旦損傷を受けるとその確認や修復自体が大掛かりとなり困難であるため、大地震後であっても損傷のレベルは軽度を押さえることが求められ、一定の変形性能が確保されておかなければならない。百木ら・沢野ら・山岡らは鉄道構造物における場所打ち杭・PHC杭・鋼管杭について、大地震後の杭基礎の変形性能を解析的に検討している<sup>35~37)</sup>。その結果、いずれの杭についても大地震後の杭の変形性能は確保されていると結論付けている。しかし、今後、プレボーリング杭など、杭周面に一定の地盤改良体が形成される工法については、大地震後の性能に関して検討の余地は残されている。

以上、港湾構造物・鉄道構造物を例に挙げて基礎の安定照査に関する研究の現状をレビューしつつ、課題点についても言及した。道路橋においても、その「要求性能」を踏まえつつ、「照査指標」「照査基準」「検証方法」の策定にあたって、規定の思想の明確化とかかる不確定な要因の評価に関して、同様の検討が必要となる。

## 1. 6 研究の目的と構成

本研究の目的は、道路の一部をなす橋梁を取り上げさらにはその基礎の安定照査法に着目し、道路橋の「要求性能」の照査に相応しい「評価指標」「照査基準」「検証方法」に関して、性能規定化を進める過程で課題とされてきた事項を踏まえながら、その工学的な意義や根拠について述べることにある。

特に、1.5において述べた課題を背景としつつ、本研究では以下の2点に着目する。

### (1) レベル1・2の各照査段階に相応しい「評価指標」と「検証方法」の提案

要求性能に応じた安定照査を具現化するために、杭基礎を題材として実挙動に見る工学的に有意な限界点の定義を試みる。これを受けて、適切な「評価指標」を設定し、応答値を求めるためのモデル化を検討し、「検証方法」として提案する。また、大変形後の力学特性の変化に着目し、レベル1の性能が再び担保できるのかどうかについても考察を加える。

### (2) 限界点の推定精度を考慮した部分係数の提案

基礎設計の宿命である地盤に起因する不確定性の取り扱いについて、上部構造の部材設計と比較しつつ論じたい。また、道路橋基礎の安定照査上の限界点について、その推定精度を多数の載荷試験データをもとに評価し、荷重抵抗係数設計法に必要となる部分係数について、一定の信頼性指標を確保することを前提に試算を試みる。

本論文の構成は図-1.6.1に示すとおりであり、各章の概要は以下のとおりである。

1章では、道路橋の設計の基本的考え方と杭基礎の安定照査の現状と今後について触れ、「要求性能」「評価指標」「照査基準」「検証方法」を構築する過程で課題としてきた事項を示し、本研究の目的と意義について述べている。

2章では、橋梁の供用期間中に想定しうる最も不利な設計状況(常時・暴風時・レベル1地震時まで)を想定し、健全な部材から構成される基礎が安定していることを企図した場合に許容される杭基礎の挙動について、幾多の載荷試験データをもとに工学的に有為な限界点の定義を行い、その定量的な評価を試みる。特に、水平方向の挙動に関しては、杭体の剛性低下の影響を除外することにより、地盤抵抗の塑性化の影響をより明確に捉えた限界点の評価を行う。また、その限界点に着目した解析モデルについても最新のデータを下に再評価を行う。結果的に、定義された限界点に着目した性能の「評価指標」「検証方法」を提案する。さらには、基礎が一時的にせよ副次的な塑性化を経験した後の性能について、それ以前と同等の性能が期待しうるかどうかについて確認し、今後の課題に残された課題について指摘する。

3章では、橋梁の供用期間中には想定しにくいが否定できない最大級の設計状況(レベル2地震時)を想定し、限定的な損傷のもと機能の回復が速やかに行いうることを企図した場合に許容される杭基礎の挙動について、実験室レベルでの組杭基礎や現地での実大基礎に対する載荷試験データなどの積み上げをもとに工学的に有為な限界点の定義を行い、その定量的な評価を試みる。特に、どのような杭基礎全体系としての限界状態が定義できるのかに加えて、どのような解析モデルで挙動を推定できるのか、どのような意図を持った基準値を設定できるのかについて検討を

行い、定義された限界点に着目した性能の「評価指標」「検証方法」を提案し、このレベルの照査として合理的な手法となることを確認し、今後の課題に残された課題について言及する。

4章では、基礎設計の宿命である地盤に起因する不確定性をどの段階でどのように取り扱うべきか、上部構造の部材設計との比較を行いながら、荷重抵抗係数設計法を前提とした特性値の設定方法、部分係数の書式を示す。次に、2章および3章で定義した道路橋基礎の安定照査上の限界点について、多数の載荷試験データをもとに確認されている推定精度をもとに、一定の信頼性を確保するための「照査基準」として部分係数値を試算する。結果的に、鉛直・水平の方向別に同等の信頼性を担保できる部分係数値を提案できることを確認し、今後の課題に残された課題について言及する。

5章では、以上の成果を要約して総括としてとりまとめるとともに、今後に残された課題について考察している。

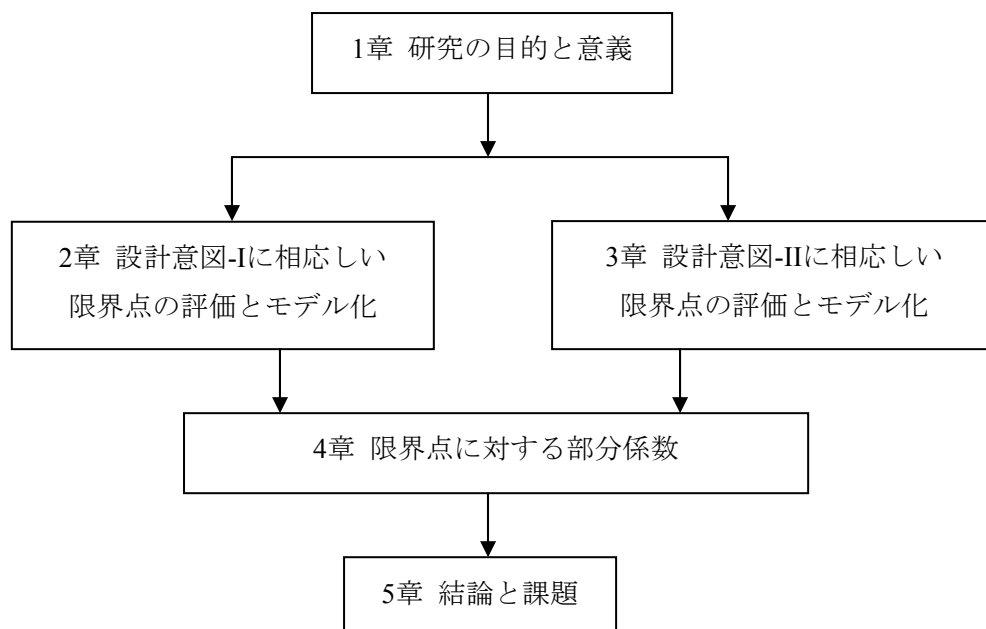


図-1.6.1 本論文の構成

## 参考文献

- 1) 道路法令研究会: 道路法令総覧, ぎょうせい, 2007. 9.
- 2) 道路技術研究会: 道路技術基準通達集, ぎょうせい, 2002. 3.
- 3) (社) 土木学会技術推進機構: 土木技術と国際標準・認証制度, 丸善, 2008. 6.
- 4) 国土交通省: 土木・建築にかかる設計の基本(Basis of structural Design for Buildings and Public Works), 土木・建築にかかる設計の基本検討委員会, 2002. 10.
- 5) 塩野七生: すべての道はローマに通ず(ローマ人の物語 X), 新潮社, 2001. 12.
- 6) 道路構造物の今後の管理・更新等のあり方に関する検討委員会: 「道路構造物の今後の管理・更新等のあり方」に関する提言報告書, 2003. 4.
- 7) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I~V, 丸善, 2002. 3.
- 8) (社) 日本道路協会: 道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇, 丸善, 1964. 3.
- 9) (社) 日本道路協会: 道路橋下部構造設計指針 調査および設計一般篇, 丸善, 1966. 11.
- 10) (社) 日本道路協会: 道路橋下部構造設計指針 橋台・橋脚の設計篇, 直接基礎の設計篇, 丸善, 1968. 3.
- 11) (社) 日本道路協会: 道路橋下部構造設計指針 くい基礎の施工篇, 丸善, 1968. 10.
- 12) (社) 日本道路協会: 道路橋下部構造設計指針 ケーソン基礎の設計篇, 丸善, 1970. 3.
- 13) (社) 日本道路協会: 道路橋下部構造設計指針 場所打ち杭基礎の設計施工篇, 丸善, 1973. 1.
- 14) (社) 日本道路協会: 道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇, 丸善, 1976. 8.
- 15) (社) 日本道路協会: 道路橋下部構造設計指針 ケーソン基礎の設計篇, 丸善, 1977. 11.
- 16) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編, 丸善, 1972. 2.
- 17) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編, 丸善, 1978. 1.
- 18) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編・V 耐震設計編, 丸善, 1980. 5.
- 19) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I~V, 丸善, 1990. 2.
- 20) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I~V, 丸善, 1998. 12.
- 21) 道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究委員会: 道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究報告書, 1989. 3.
- 22) 道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究委員会: 道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究(その2) 報告書, 1990. 3.
- 23) 道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究委員会: 道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究報告書, 1991. 3.
- 24) 例えば、岡原美知夫, 中谷昌一, 木村嘉富, 高木繁, 社森佳次: 群杭模型の水平方向載荷実験, 土木研究所資料, 第 3079 号, 1992. 3.
- 25) (社) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上・下), 丸善, 2007. 7.
- 26) (財) 沿岸技術研究センター: 港湾構造物設計事例集(上・下), 丸善, 2007. 3.
- 27) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準 耐震設計, 丸善, 1999. 10.
- 28) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準 コンクリート構造物, 丸善, 2006. 4.
- 29) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準 基礎構造物・抗土圧構造物, 丸善, 2000. 6.

- 30) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986. 5.
- 31) 長尾毅: ケーソン式港湾構造物への信頼性設計法の適用に関する研究, 京都大学学位論文, 2001. 7.
- 32) 吉岡健, 長尾毅: 重力式防波堤の外的安定に関するレベル 1 信頼性設計法の提案, 国土技術政策総合研究所報告, No. 20, 2005. 5.
- 33) 神田政幸, 松浦城太郎: 単杭の水平抵抗解析に用いる  $p$ - $y$  関係の評価, 基礎工, 総合土木研究所, Vol. 48, No. 9, pp.25-28, 2000. 9.
- 34) 高瀬直輝, 池亀真樹, 棚村史郎, 西村照彦: 地盤抵抗のばらつきが杭基礎に与える影響の解析的検討, 土木学会第 54 回年次学術講演会, No. III-A403, pp. 806-807, 1999. 9.
- 35) 山岡一雅, 北嶋武彦, 田中玲光, 奥村文直, 西村照彦: 橋台鋼管杭基礎の大変位領域における挙動解析, 土木学会第 50 回年次学術講演会, No. III-455, pp. 910-911, 1995. 9.
- 36) 沢野嘉延, 高橋正好, 森田聖, 田中俊作, 西村照彦: 橋脚PHC杭基礎の大変位領域における挙動解析, 土木学会第 50 回年次学術講演会, No. III-456, pp. 912-913, 1995. 9.
- 37) 百木雅, 水谷進, 田中隆一郎, 神田政幸, 西村照彦: 橋脚場所打ち杭基礎の大変位領域における挙動解析, 土木学会第 50 回年次学術講演会, No. III-457, pp. 914-915, 1995. 9.

## 2章 杭基礎の挙動の可逆性を保証する限界点の評価とそのモデル化

### 2.1 概説

道路橋の設計基準である道路橋示方書<sup>1)</sup>では、橋の要求性能として、常時・暴風時およびレベル1地震時には「橋として健全性を損なわない」こと、すなわち、「設計供用期間内に発生する確率が高い荷重に対し、橋全体系として力学特性が弾性域を超えない状態であること」が要求される。さらに、各部位に関して限界状態が設定され、各部位が限界状態を越えないことを照査することとされている。ここでいう各部位とは、上部構造・支承・橋脚・基礎などの構造単位のことである。各部位が力学的に弾性域にあれば、橋全体系としても力学的に弾性域にある、さらに言えば、最も厳しい荷重条件にある部位が弾性域にあれば、橋全体系としての要求性能は満足されるという設計手法が採用されている。

この場合、基礎の安定照査は、上部構造をどのような状態で支持するのかという問題に帰着し、上部構造からの荷重が作用したときの基礎の挙動に着目して行われる。常時・暴風時およびレベル1地震時に橋に要求される性能と、それを担保するために基礎が超えてはいけない限界点との関係は、表-2.1.1のように整理される。基礎には、滑動・転倒・沈下などの終局的な不安定現象に対して十分に安全な状態であり、かつ、基礎を構成する部位はもちろんのこと、基礎を支持する地盤との相互作用の特性に大きな力学的な変化が生じない状態であることが要求される。特に、一般に、表-2.1.1の(C)にあるように、供用中にこの限界点に達しなければ、常に変わらぬ地盤反力特性を期待できるとともに、基礎は地盤の塑性化に伴った顕著な残留変位を伴うような状態には至らないとするものである。

基本的に、この限界点に達しない範囲にあるときの杭基礎は、剛体と見なせるフーチングに剛結された弾性体である杭の集合体と解され、最も厳しい荷重条件下にある杭の挙動に着目して照査されることとなる。このため、図-2.1.1に示すように、それを照査するための限界点および限界点に至るまでの挙動を評価するための応答解析モデルも、上部構造からの荷重の入力が念頭におかれた単杭の載荷試験結果に基づき構築されている。

平成2年の道路橋示方書<sup>2)</sup>の改訂にあたり、杭の鉛直ならびに水平方向の挙動が多数の載荷試験結果から統計的に分析され、荷重-変位曲線上の限界点について検討された<sup>3)</sup>。杭の鉛直方向の挙動は本来その初期の時点から非線形である。しかし、設計計算モデルの設定では、杭頭における残留沈下量が急増する点を降伏点とし、この限界点に着目した割線勾配として杭の軸方向バネ定数の規定がなされている(図-2.1.1)。そして、実際の設計計算では、極限支持力に対して十分な余裕を確保することにより、降伏点を超えないように杭頭反力を収め、地盤抵抗が弾性挙動とみなせる範囲にあることを照査している。杭の鉛直載荷試験の結果得られる杭頭における荷重-変位関係は Weibull 曲線で近似することが可能であること、その場合、近似により求まる降伏点の荷重は極限支持力の0.63倍になること<sup>3) 4)</sup>がこの背景にある。

杭の水平方向の挙動も本来その初期の時点から非線形である。しかし、同じく載荷点の残留変位が急増する限界点を弾性限界と定義すれば、載荷試験結果からは一般には平均値で杭径の4%程度の変位に対応する点であることが明らかとされている<sup>3) 4)</sup>。そこで、道路橋の杭基礎ではこの限界点を念頭に、設計上は杭径の1%の変位をもって許容変位とされている。また、設計計算モデ

ルの設定においては、その許容変位に対して逆算される深さ方向に一樣な地盤反力係数  $k_H$  が推定できるようにされている。そして、地盤反力係数  $k_H$  と杭体の曲げ剛性  $EI$  を用いて林-Chang の方法により各杭は杭頭水平・回転バネに変換され、設計地盤面において計算される変位を許容変位に収めることによって、各杭に対する地盤の水平抵抗が弾性域にあるものとみなされている。

ここで重要な点は、「橋に対する要求性能」と「各部位の限界状態」とは一定の関係にあり、さらには、「基礎の弾性限界点」と「応答解析モデル」とは一体不可分とされている点である。具体的には、基礎が弾性域内に留まっていることを照査するために、杭は降伏点に着目した線形バネにモデル化され、基礎の性能が照査されている。このように、「限界状態      照査点      モデル」が一体で規定されていることの意図が理解されれば、設計する構造物の性能や各部位の限界状態に関する考察なく、各種の設計基準における応答解析モデルや基準値などを任意に組み合わせ設計を行うことはあり得ないということが理解されよう。

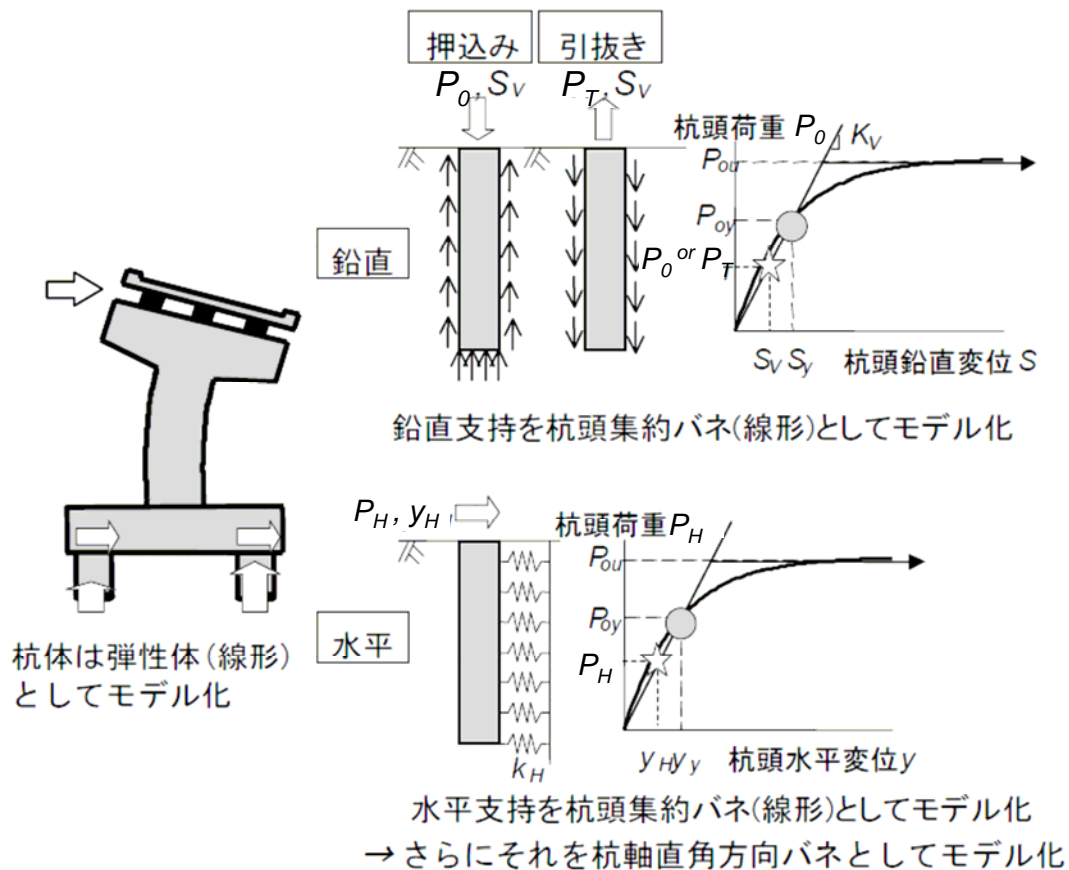
(社) 土木学会のコンクリート標準示方書 [ 構造性能照査編 ] における「終局限界状態」や「使用限界状態」という用語の定義に見られるように、一般に、安定の照査は「終局限界」の照査に、変位の照査は「使用限界」の照査に対応していると理解されているが、上述の道路橋示方書における設計の意図に照らし合わせたときには、これは正しい解釈ではない。このレベルにおける基礎の安定の照査は、健全性に関する照査(弾性限界点に対する照査) を目的として行われており、その手段として、最も厳しい荷重状況にある最外縁の杭列について、その弾性限界点および最大強度点に着目して照査を行っているという解釈するのが妥当である。なお、いわゆる変位の照査については、「上部構造から決まる変位の照査」として使用性と安全性の両者の観点から必要に応じ設計に考慮されている。

図-2.1.1 は本設計状況における設計の考え方を、鉛直方向と水平方向に分けて示している。この考え方は基本的に両方向とも同じで、応答値( 印) をある安全余裕を持って限界点(極限  $P_{0u}$  または降伏点  $P_{0y}$ ,  $S_y$ ,  $y_y$ ) 以下に抑えるというものであるが、その限界点をどのように設定するかが本章の課題である。すなわち、ここでは、健全な部材から構成されることを前提として、杭基礎が可逆的な挙動の範囲にあることを検証するために、必要となる工学的な指標、限界挙動範囲、応答解析のモデル化について、多数の載荷試験データをもとに考察を試みるものである。幾多の載荷試験データをもとに工学的に有為な限界点の定義を行い、その定量的な評価を試みる。特に、水平方向の挙動に関して杭体が弾性域にあるデータを対象とし、地盤抵抗の塑性化の影響をより明確に捕らえることを課題とした。また、基礎の安定照査上の鉛直抵抗および水平抵抗の限界点に関する推定精度についても定量的に確認した。



表-2.1.1 想定している設計状況と基礎の状態

想定している荷重状態	橋に求められる性能	基礎の状態
常時 暴風時 レベル1地震時	橋として健全性を損なわない性能	(A) 十分に安全な状態であり， (B) 基礎の各部材の力学特性が弾性域を超えことなく， (C) 基礎を支持する地盤の力学特性に大きな変化が生じてない状態



：降伏点

：計算されたバネ反力・変位

図-2.1.1 杭基礎の設計計算モデルのイメージ

## 2.2 単杭挙動の可逆性を保証する限界点とそのモデル化

### 2.2.1 鉛直方向について

(1)はじめに

現在の道路橋示方書<sup>1)</sup>における杭の鉛直支持力の照査式は、基本的には以下のとおりである。

$$P_0 \leq R_u / n = (R_t + R_s) / n \quad (2.2.1)$$

ここに、 $P_0$  = 杭頭での押込み力、 $R_u$  = 極限支持力で先端抵抗  $R_t$  と周面抵抗  $R_s$  の和( $R_t + R_s$ ) で求められるもの、 $n$  = 安全率で常時は3、レベル1地震時は2である。このように、極限支持力に対して安全余裕を取ることによって、図-2.2.1 に示すとおり結果的に弾性限界内に収まるように間接的な照査を行っていることになる。

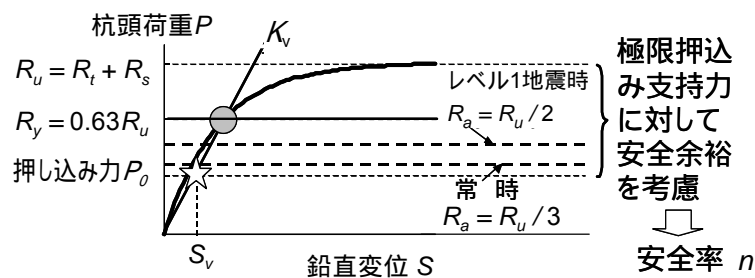


図-2.2.1 道路橋示方書における支持力の照査式と荷重 - 変位曲線の関係 [ 式(2.2.1) ]

見かけ上は限界点として極限支持力に着目し、結果として弾性限界点に対して余裕を確保するという現在の設計法は、その意図するところがわかりにくい。今後の基準の性能規定化にあわせ、要求性能に相応しい形で照査を行う体系に移行することが望ましい。

このため、本論文においては、挙動の可逆性を保証できるという趣旨による弾性限界点の定義を行い、この点に対して照査を行うことも想定する。結果的に、支持力の照査方法については、図-2.2.2 に示すとおり、最も厳しい状況にある杭列に関して、

- (1) 弾性限界点に対する照査(弾性限界に対する照査と同義と考えて良い)
- (2) 最大強度点に対する照査(極限抵抗に対する照査と同義と考えて良い)

の2種類(式(2.2.2) および式(2.2.3) ) が想定されるが、その照査の意義については(2) の考察を踏まえたものである。

$$\text{弾性限界点に対する照査} \quad P_0 \leq R_y \cdot \phi_{Ry} \quad (2.2.2)$$

$$\text{最大強度点に対する照査} \quad P_0 \leq R_u \cdot \phi_{Ru} = (R_t + R_s) \phi_{Ru} \quad (2.2.3)$$

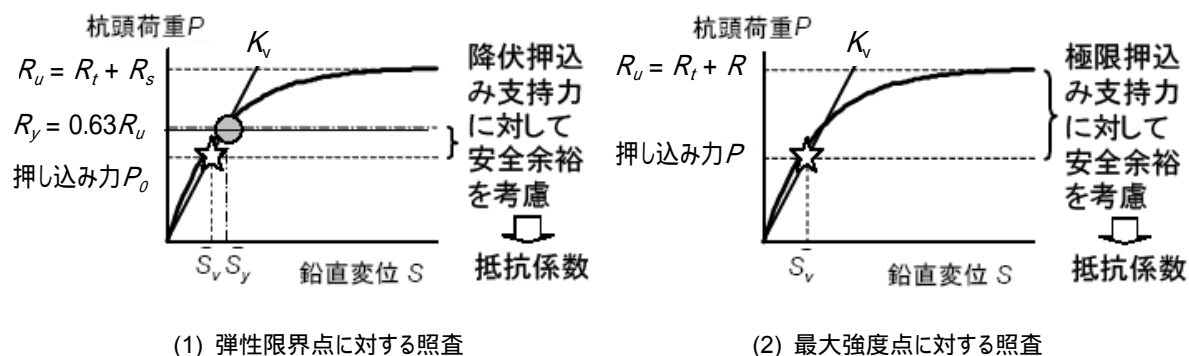


図-2.2.2 新しい支持力の照査と荷重-変位曲線の関係

## (2) 弾性限界点および最大強度点の定義とその工学的な意義

既によく知られているように、一般に杭の鉛直支持力は、次のように発揮される。すなわち、杭頭に作用する鉛直荷重がごく小さいときには、荷重作用点である杭体の杭頭部近傍がわずかに鉛直変位を生じ、これに伴って周面地盤と杭体との間に作用荷重と大きさの等しい摩擦抵抗が現れる。作用荷重を徐々に大きくしていくと、杭の変位も増加し、同時に摩擦抵抗が発揮される周面地盤の領域もより下方に広がっていき、ついには杭先端部が抵抗を始め、これが極限に達することにより最終的に杭の最大抵抗力に達する。

このことから、先端支持力が卓越する杭では、そうでない杭に比べて最大抵抗力を発揮する時の杭の鉛直変位が大きいことが予想される。したがって、比較的新しい工法に見られがちな先端支持力が卓越する杭については、道路橋示方書において定義されているとおり、杭頭変位が杭径の10%に達するときの抵抗力を以て極限支持力とすると最大抵抗力を過小評価する可能性があり、逆に最大抵抗力に近い値を与えるような定義とすると想定される鉛直変位が大きくなる可能性がある。一方、現状、道路橋示方書には杭の鉛直変位を具体的に照査する規定はないものの、杭基礎が支持する上部構造が道路橋である場合には、上部構造に想定外の変状を来さないためにも、支持力の照査において鉛直変位を意識した設計が本来行われなければならない。

このため、杭種によって異なることが想定される支持特性について、まずは多数の載荷試験データに基づき鉛直荷重-変位関係に着目して概観する。平成14年の改訂にあたり、道路橋示方書には次の4条件を満足する施工法を規定の対象とする方針が示された。

鉛直載荷試験および水平載荷試験の結果から支持力特性が明らかである。ここで、支持力特性とは、鉛直方向には極限支持力および沈下特性であり、また、水平方向には水平力-変位関係である。

杭と地盤との間にゆりみがなく、変位の小さい段階から地盤抵抗を確保できる。

杭体の変形性能、曲げ耐力およびせん断耐力の算定方法が載荷試験結果より明らかである。

工法の施工管理手法が明らかであり、所定の方法によれば、上記、およびが確実に発揮できる。

この時点では、既往の打撃、場所打ち杭および中掘り杭に加え、上記条件を満足すると判断さ

れた3工法(パイプロハンマ工法、鋼管ソイルセメント杭工法およびプレボーリング杭工法)が新たに規定された。さらに、平成19年に15年ぶりに改訂された杭基礎設計便覧<sup>5)</sup>および杭基礎施工便覧<sup>6)</sup>では、回転杭工法が参考資料に紹介されている。すなわち、現在では、平成2年当時の3工法に4工法が加えられ、合計7工法となっている。したがって、ここでは、7工法を対象に整理・考察する。

整理方法は、土木研究所資料第2919号<sup>3)</sup>と同様である。すなわち、鉛直載荷試験結果を式(2.2.4)に示すWeibull分布関数で近似もしくは外挿し、試験結果毎に杭頭での極限荷重 $P_{0u}$ 、杭頭降伏変位レベル $S_{0y}/D$ 、変位指数 $m$ を求め、工法および支持形式毎に各々の値を整理する。ここで、鋼管ソイルセメント杭の杭径 $D$ には、ソイルセメント柱径を用い、回転杭は杭先端部径 $D_p$ が杭一般部径に比べて大きい( $D_p = 1.5 \sim 2.0D$ )が、ここでの $D$ は杭一般部径で整理する。また、支持形式の区分は、道路橋示方書に定義される支持杭であるか否かとする。なお、Weibull分布曲線上の降伏点は、載荷荷重による仕事量と関連付けられる基準点であり、杭頭での降伏荷重を $P_{0y}$ とすると $P_{0y} = 1 - e^{-1} \quad 0.63 P_{0u}$ の関係が常に成立する。

$$\frac{P_0}{P_{0u}} = 1 - e^{-\left(\frac{S_0/D}{S_{0y}/D}\right)^m} \quad (2.2.4)$$

ここに、 $P_0$  : 任意の杭頭荷重

$P_{0u}$  : 杭頭での極限荷重

$e$  : 自然対数の底

$S_0$  : 任意の杭頭荷重によって生ずる杭頭変位

$S_{0y}$  : 杭頭での降伏荷重 $P_{0y}$ 作用時の杭頭における鉛直変位

$D$  : 杭径

$m$  : 変位指数

多数のデータを取り扱う場合、その取捨選択の方法が明らかであり、かつ妥当であることに注意を払うことが望ましい。ここでは、鉛直荷重-変位関係をWeibull分布曲線で近似もしくは外挿して整理・考察を行うため、外挿されたデータおよび降伏点が信用できるものであるとみなすためには、載荷試験において杭が極限近くまで載荷されていることが望ましい。ここでのデータの採用基準は、表-2.2.1に示す条件および条件の両者を満足するものとする。

表-2.2.1 データの採用基準

採用条件	条件の内容
条件	載荷荷重、変位、杭寸法および地盤条件等の基本情報が整っているもの。
条件	杭頭における実測最大荷重 $P_{0max}$ が、Weibull分布関数にあてはめた結果得られる降伏荷重 $P_{0y} \quad 0.63 P_{0u}$ の1.2倍以上であるもの( $P_{0max} \quad 1.2 P_{0y} \quad 0.76 P_{0u}$ )。

条件が、載荷荷重不足のために近似精度が不十分であると考えられるデータを排除することを意図している。1.2倍という数値は、試行錯誤の上、既往の研究成果<sup>7)</sup>を参考にしたが、これを満たさないデータは、目視では降伏点である変位急増開始点を明確に見出せない傾向にあった。最終的な採用データ数の一覧を表-2.2.2に示す。また、杭頭降伏変位レベル $S_{0y}/D$ の整理結果を表-2.2.3、2.2.4に示す。

表-2.2.2 採用データ数一覧表

施工法	全データ数	採用データ数		
		軸力分布あり	軸力分布不明	合計
打撃	148	29	52	81
バイブロハンマ	9	4	0	4
場所打ち杭	102	37	22	59
中掘り杭	165	71	16	87
鋼管ソイルセメント杭	28	23	1	24
回転杭	40	20	0	20
プレボーリング杭*	18	0	18	18
合計	510	184	109	293

\*：土木研究所資料第 2919 号におけるケムン工法、RODEX 工法およびニーディング工法のデータ

表-2.2.3 杭頭降伏変位レベル  $S_{0y} / D$  (施工法・支持形式別)

施工法	支持形式	データ数	平均	標準偏差	変動係数	幾何平均*	標準偏差相当値**		変動係数相当値**	
			$M$	$SD$	$CV$	$GM$	$SD'(-)$	$SD'(+)$	$CV'(-)$	$CV'(+)$
打撃	支持杭	54	2.10%	1.22%	0.58	1.82%	0.76%	1.30%	0.42	0.72
	摩擦杭	27	1.29%	0.39%	0.30	1.23%	0.31%	0.42%	0.25	0.34
バイブロハンマ	支持杭	4	3.18%	1.26%	0.40	2.96%	0.94%	1.37%	0.32	0.46
場所打ち杭	支持杭	40	1.61%	1.24%	0.77	1.28%	0.63%	1.25%	0.49	0.98
	摩擦杭	19	1.95%	2.13%	1.09	1.32%	0.77%	1.88%	0.59	1.43
中掘り杭	支持杭	87	5.86%	3.30%	0.56	5.11%	2.09%	3.53%	0.41	0.69
鋼管ソイルセメント杭	支持杭	19	3.31%	1.46%	0.44	3.03%	1.04%	1.59%	0.34	0.53
	摩擦杭	5	1.43%	0.78%	0.55	1.26%	0.50%	0.84%	0.40	0.67
回転杭	支持杭	20	7.08%	5.75%	0.81	5.50%	2.80%	5.70%	0.51	1.04
プレボーリング杭***	支持杭	18	5.29%	2.65%	0.50	4.73%	1.78%	2.86%	0.38	0.61
全種類		293	3.58%	3.35%	0.94	2.61%	1.43%	3.16%	0.55	1.21

\*： $GM = e^{M(\ln x)}$ 。 $M(\ln x)$ は、対数変換値  $\ln(S_{0y} / D)$  の平均値を表す。

\*\*： $SD'(\pm) = \left| e^{M(\ln x) \pm SD(\ln x)} - e^{M(\ln x)} \right|$ 。 $SD(\ln x)$ は、 $\ln(S_{0y} / D)$ の標準偏差を表す。 $CV'(\pm) = SD'(\pm) / GM$ 。

\*\*\*：土木研究所資料第 2919 号におけるケムン工法、RODEX 工法およびニーディング工法のデータ。

表-2.2.4 杭頭降伏変位レベル  $S_{0y} / D$  (施工法別)

施工法	データ数	平均	標準偏差	変動係数	幾何平均*	標準偏差相当値**		変動係数相当値**	
		$M$	$SD$	$CV$	$GM$	$SD'(-)$	$SD'(+)$	$CV'(-)$	$CV'(+)$
打撃	81	1.83%	1.09%	0.60	1.57%	0.67%	1.16%	0.42	0.74
バイブロハンマ	4	3.18%	1.26%	0.40	2.96%	0.94%	1.37%	0.32	0.46
場所打ち杭	59	1.72%	1.59%	0.92	1.26%	0.69%	1.51%	0.54	1.19
中掘り杭	87	5.86%	3.30%	0.56	5.11%	2.09%	3.53%	0.41	0.69
鋼管ソイルセメント杭	24	2.92%	1.55%	0.53	2.58%	1.01%	1.67%	0.39	0.65
回転杭	20	7.08%	5.75%	0.81	5.50%	2.80%	5.70%	0.51	1.04
プレボーリング杭*	18	5.29%	2.65%	0.50	4.73%	1.78%	2.86%	0.38	0.61
全種類	293	3.58%	3.35%	0.94	2.61%	1.43%	3.16%	0.55	1.21

\*： $GM = e^{M(\ln x)}$ 。 $M(\ln x)$ は、対数変換値  $\ln(S_{0y} / D)$  の平均値を表す。

\*\*： $SD'(\pm) = \left| e^{M(\ln x) \pm SD(\ln x)} - e^{M(\ln x)} \right|$ 。 $SD(\ln x)$ は、 $\ln(S_{0y} / D)$ の標準偏差を表す。 $CV'(\pm) = SD'(\pm) / GM$ 。

\*\*\*：土木研究所資料第 2919 号におけるケムン工法、RODEX 工法およびニーディング工法のデータ。

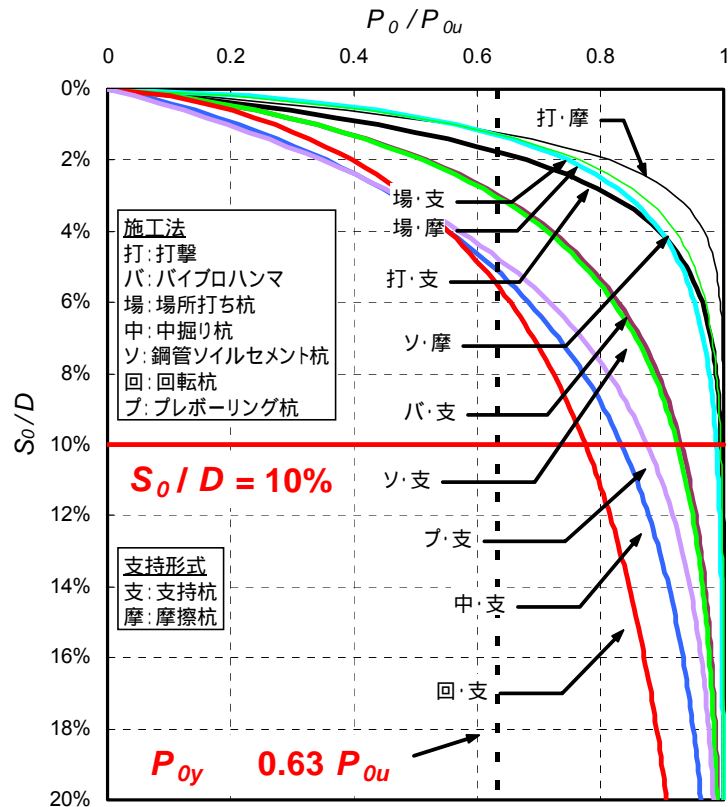


図-2.2.3 施工法別平均  $P_0 / P_{0u}$  -  $S_0 / D$  曲線 (7 工法)

図-2.2.3 は、施工法・支持形式毎の  $S_{0y} / D$  の幾何平均 GM を用いて描いた  $P_0 / P_{0u}$  -  $S_0 / D$  曲線である。Weibull 分布関数で近似もしくは外挿される極限荷重  $P_{0u}$  に対する  $P_{10}(S_0 / D = 10\%$  時の杭頭荷重) の比率  $P_{10} / P_{0u}$  に着目すると、大きい順に、打撃・場所打ち杭・鋼管ソイルセメント杭(摩擦杭) : 99% ~ 100%、バイプロハンマ・鋼管ソイルセメント杭(支持杭) : 92% ~ 93%、プレボーリング杭 : 88%、中掘り杭 : 83%、回転杭 : 78%となる。周面摩擦力が最大値に達した後も先端分担荷重は増加を継続すると思われるが、埋め込み杭工法によるプレボーリング杭・中掘り杭や新しい施工法分類にある回転杭の  $P_{10} / P_{0u}$  が小さいのは、周面摩擦力よりも先端分担荷重が支配的で先端伝達率 (= 先端分担荷重 / 杭頭荷重) が大きいために、極限支持力が発揮されるまでには杭径に対して大きな変位を要するものと考えられる。

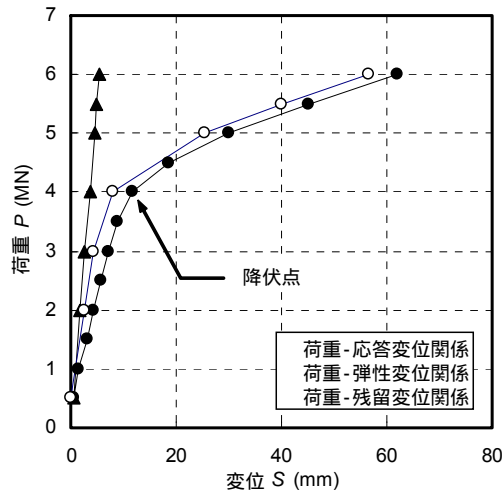
ここで、Weibull 分布曲線上の降伏点は、載荷荷重による仕事量と関連付けられた基準点である一方、本論文で着目しているのは、杭の挙動の可逆性を保証する限界と考えられる降伏点である。そこで、両者の関係を改めて整理する。杭の鉛直荷重-変位関係は、杭と地盤との相互作用であり土の非線形性が強く影響し、厳密な意味での弾性範囲はほとんどないとされている。しかし、残留変位がさほど大きくない範囲においては、繰り返し荷重に対する抵抗(挙動)の再現性が確保されると解釈し、この範囲を工学的な弾性範囲として捉えるのが一般的である。ちなみに、2.3 において述べるように、常時に許容している挙動範囲においては、鉛直・水平の両方向ともに可逆性が確認できている。

弾性限界、すなわち降伏点の判定方法は種々示されており<sup>8) 9)</sup>、表-2.2.5 に示すように、残留変位に着目した方法、応答変位に着目した方法、変位の経時変化に着目した方法、荷重-

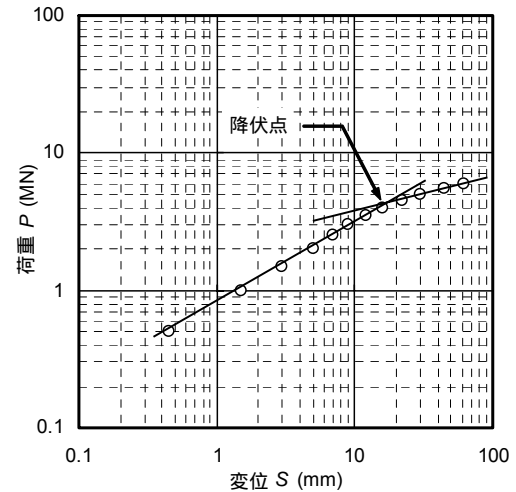
変位曲線の曲率に着目した方法、Weibull 関数における基準点 に大別できる。文献<sup>8)</sup>では、方法 ～方法 により総合的に判定することとしている。方法 ～方法 による降伏点の判定方法の概要を図-2.2.4 に示す。

表-2.2.5 降伏点の判定方法

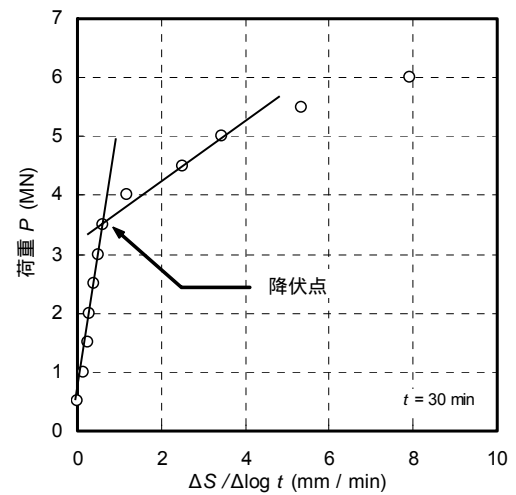
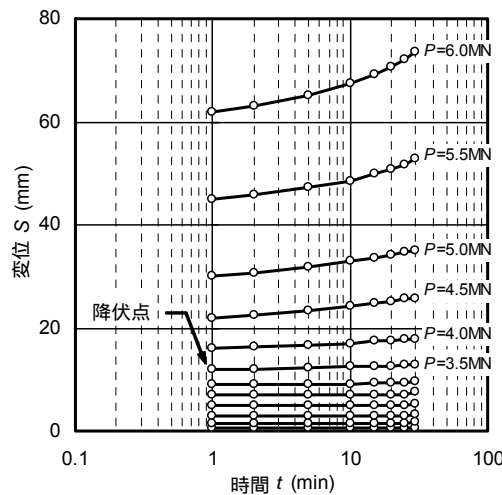
方法	降伏点と判定される点		長所と短所
	残留変位の急増点		載荷と除荷をこまめに繰り返した試験でないと明確に判断できない。また、急増の定義がなく、判定結果が主観に左右される場合がある。
	荷重 - 変位の両対数関係の折れ点		残留変位の急増点とほぼ一致する。判定結果が主観に左右される場合がある。
変位の 経時変 化	同一荷重における $S - \log t$ 関係が 直線から曲線に変化する点		残留変位の急増点とほぼ一致する。載荷荷重および変位の経時変化の記録が必要であり、判定結果が主観に左右される場合がある。
	$P - \Delta S / \Delta \log t$ 関係の折れ点		
	荷重 - 変位曲線の最大曲率点		数学的な一点を客観性をもって定量的な判定が可能であるが、軸目盛の取り方によって最大曲率点異なる。
	Weibull 関数における基準点		数学的な一点を客観性を持って定量的に判定できるが、弾性限界との関係が不明確である。



(1) 残留変位急増点



(2) 両対数関係の折れ点



(3) 変位の経時変化 (左:  $S$ - $\log t$  関係、右:  $\Delta S$ - $\Delta \log t$  関係)

図-2.2.4 降伏点の判定法の概要 (方法 1 ~ 方法 3)

鋼管ソイルセメント杭および回転杭の載荷試験結果が示される文献<sup>10~14)</sup>を参照し、Weibull 分布関数で得られた降伏変位レベルの値を調べた。これらは方法 1 ~ 3 等によって降伏点の判定が総合的になされている。

図-2.2.5 は、文献中の  $S_{0y} / D$  (総合判定値) と Weibull 判定値との関係を示したものである。鋼管ソイルセメント杭の場合、個々の値は必ずしも一致しないが、平均的には両者は近い値となっている。これは、既往の研究<sup>15)</sup>においても認められる傾向である。このように、地盤の非線形が卓越し始め残留変位が急増する限界の点を弾性限界点として位置づけ、この降伏点をもって照査のポイントとすることにより、力学特性に大きな変化を来さないという工学的な意義を満たすことは、一定の合理性を有するものと考えられる。

なお、回転杭の場合、Weibull 判定値が総合判定値に対して著しく大きくなるデータが存在し、その結果、両者の幾何平均値にも差が生じていることが特徴的である。



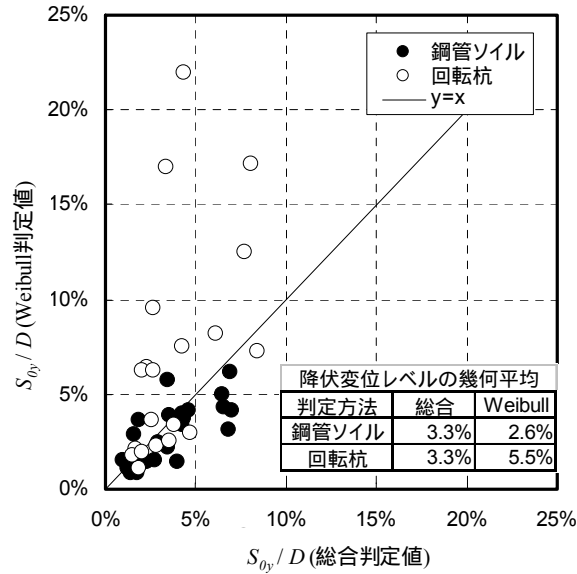


図-2.2.5 杭頭降伏変位レベル  $S_{0y} / D$  の判定方法の関係

図-2.2.6 は、降伏荷重  $P_{0y}$  と杭頭変位レベル  $S_0 / D = 10\%$  時の周面摩擦力  $P_{f10}$  との関係を示したものである。先端伝達率の小さい打撃および場所打ち杭では、 $P_{0y} = P_{f10}$  となり、先端伝達率の大きな工法では  $P_{0y} > P_{f10}$  となる傾向にある。図-2.2.7 は、 $S_0 / D = 10\%$  時の周面摩擦力  $P_{f10}$  に対する降伏荷重  $P_{0y}$  の比  $P_{0y} / P_{f10}$  と杭頭降伏時の先端伝達率  $\gamma_y$  との関係を示したものである。 $\gamma_y$  の増加に伴い加速度的に  $P_{0y} / P_{f10}$  の値が大きくなることが確認できる。また、図中に示した曲線は、Weibull 分布関数により推定される両者の関係である。実測値の分布範囲と推定曲線とはよく一致している。また、 $P_{0y} = P_{f10}$  の関係は、杭頭降伏時の先端伝達率  $\gamma_y = 0.2$  程度の時に成立することが概観できる。このように、杭の剛性、杭長、地盤構成や施工法によって鉛直方向の杭の支持力特性が異なることから、一定の可逆性を担保するための降伏点に対する照査だけでは不十分であることを示唆している。すなわち、可逆性を担保するための照査に加えて、一定の鉛直変位  $S_0$  と関係付けられた最大抵抗力に対する照査によって歯止めを掛けておかないと、鉛直変位  $S_0$  を意識した照査となっていないことを意味している。

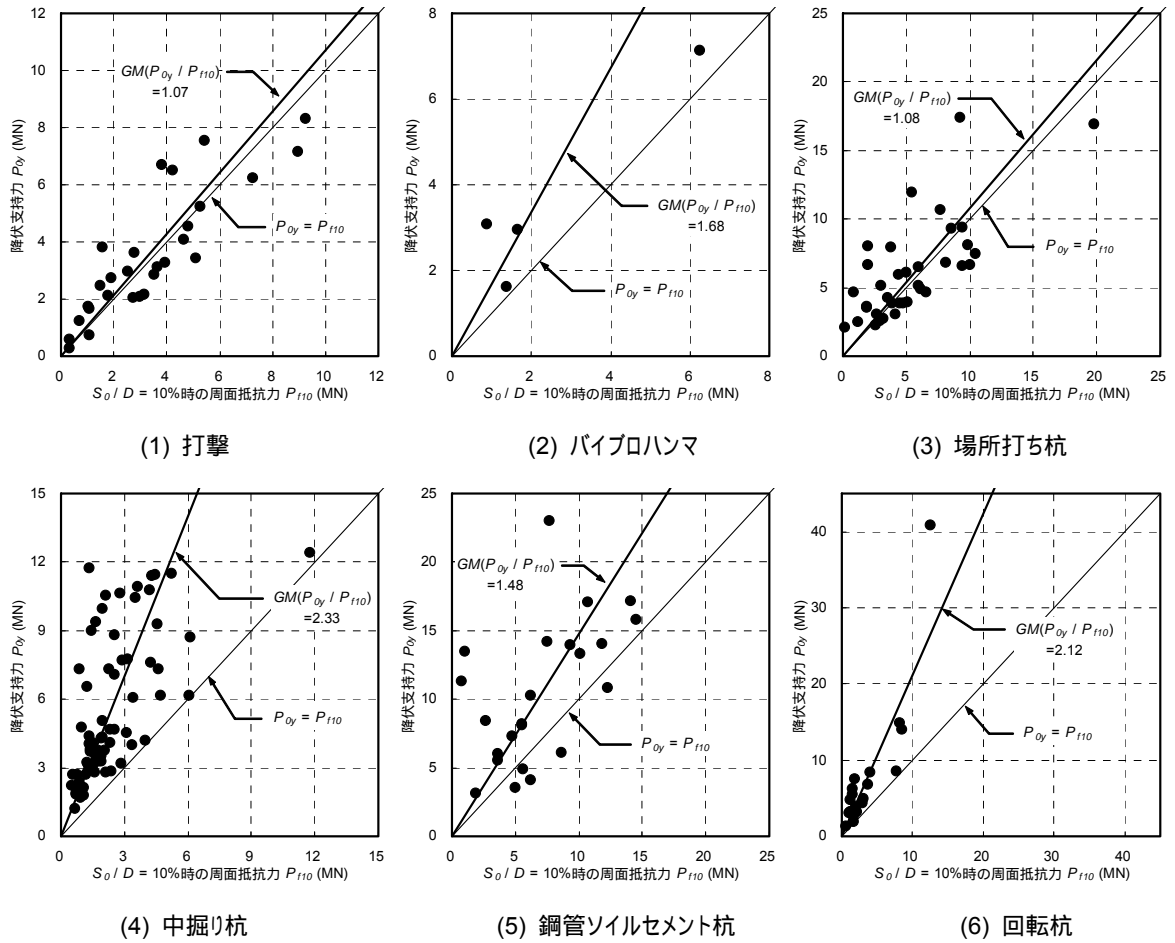


図-2.2.6 降伏荷重と  $S_0 / D = 10\%$ 時の周面摩擦力との関係

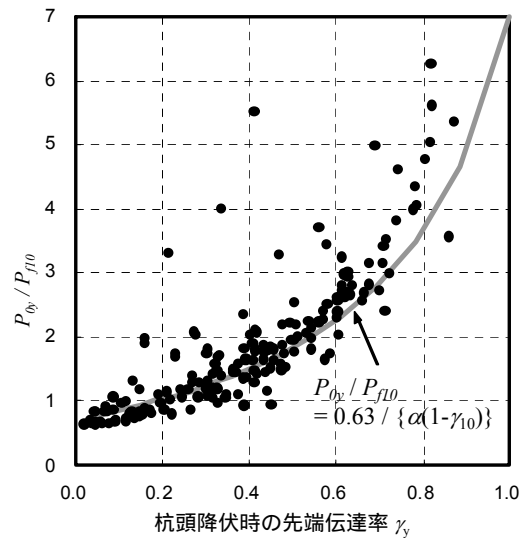


図-2.2.7  $P_{oy} / P_{f10} - \gamma_y$ 関係

極限荷重  $P_{ud}$  の定義の違いが、常時およびレベル 1 地震時に想定される杭頭位置での鉛直変位の違いに与える影響に着目してみる。

図-2.2.8 は、土木研究所資料第 2919 号<sup>3)</sup> に示された 3 工法の鉛直荷重-変位曲線図の横軸を  $P_0/P_{ud}(=P_0/P_{I0})$  に変更したものである。道路橋示方書において、許容支持力は、設計上の極限支持力に安全係数を乗じた形で与えられ、支持杭では常時 1/3、レベル 1 地震時 1/2 である。これらの安全係数の値は、過去<sup>16)</sup>に遡っても変更はない。そこで、各工法(支持杭)の常時( $1/3 P_{ud}$ )、レベル 1 地震時( $1/2 P_{ud}$ )の許容支持力に対する杭頭変位レベル  $S_0/D$  の範囲を示す。

1991 年当時の 3 工法の杭頭変位レベル  $S_0/D$  は、常時: 0.5%~1.2%、レベル 1 地震時: 0.9%~2.2% である。逆に言えば、これまでに道路橋示方書の規定にしたがって設計・施工されてきた杭の常時およびレベル 1 地震時における杭頭変位レベルは、平均的にはこの範囲に収まるように意図されていたことがわかる。

一方、図-2.2.9 は、最新の 7 工法を対象に極限荷重  $P_{ud}$  の定義を  $P_{ud}=P_{I0}$  とした場合の鉛直荷重-変位関係である。また、図-2.2.10 は、極限荷重  $P_{ud}$  の定義を Weibull 分布関数で近似・外挿される極限荷重  $P_{0u}$ 、すなわち  $P_{ud}=P_{0u}$  とした場合のものである。 $P_{ud}=P_{I0}$  とした場合の杭頭変位レベル  $S_{0y}/D$  は、常時において 0.4%~1.6%、レベル 1 地震時においては 0.8%~2.7% となり、1991 年の想定に近い。一方、 $P_{ud}=P_{0u}$  とした場合の  $S_0/D$  の値は、常時において 0.3%~1.9%、レベル 1 地震時においては 0.7%~3.4% となり、1991 年の想定よりもやや大きく、同時に工法による差も大きくなる。

そこで、実務的観点から、極限荷重  $P_{ud}$  を  $P_{ud}=P_{I0}$  と定義した上で安全率 3 あるいは 2 を適用することにより、結果的に生じうる杭の鉛直変位レベル  $S_0/D$  を小さな範囲に収めることが期待できる。しかしながら、この最大抵抗力に対する照査によって、必ず杭頭反力が  $P_{0y} = 0.63 P_{0u}$  で定義される降伏荷重を超えず挙動の可逆性が担保されるわけではなく、両者の照査の意義はそれぞれに存在するものと考えられる。

また、常時およびレベル 1 地震時における鉛直変位が上記の定義で想定される値を超えたとしても、道路橋の安全性が損なわれるものではなく、ここでの最大抵抗力の定義は道路橋の供用性を意識したものである。すなわち、道路橋の供用性が担保される鉛直変位の限界値が、道路橋の上部構造あるいは土工部を含めた道路としての個々の状況に応じて厳密に検討され、鉛直変位の制限値が明らかである場合には、想定される設計状態に対して推定される杭の鉛直変位が制限値を超えないことを直接的に照査すればよい。

なお、杭の鉛直変位  $S_0$  に伴う上部構造の変状リスクを鉛直変位の絶対値ではなく、杭径に対する変位の比である変位レベル  $S_0/D$  としたことについて付記しておく。まず、変位  $S_0$  が同等である場合、変位に伴う上部構造の変状リスクの大きさは、支間が大きいほど小さいと考えられる。次に、支間が大きければ基礎に作用する荷重(死荷重、活荷重)は大きいため、経済的合理性から杭寸法、すなわち杭径  $D$  の大きなものが使用されるはずである(杭長は、一般に架橋地点の支持層深さで決定されるため、選択の余地はほとんどない)。したがって、2 者の関係から、変位レベル  $S_0/D$  が大きくなるほどリスクも大きくなるものと考えられ、上部構造に影響を与える鉛直変位の大きさの指標を変位  $S_0$  ではなく、杭径に対する変位の比  $S_0/D$  であると考えすることは一定の合理性を有するものと考えている。

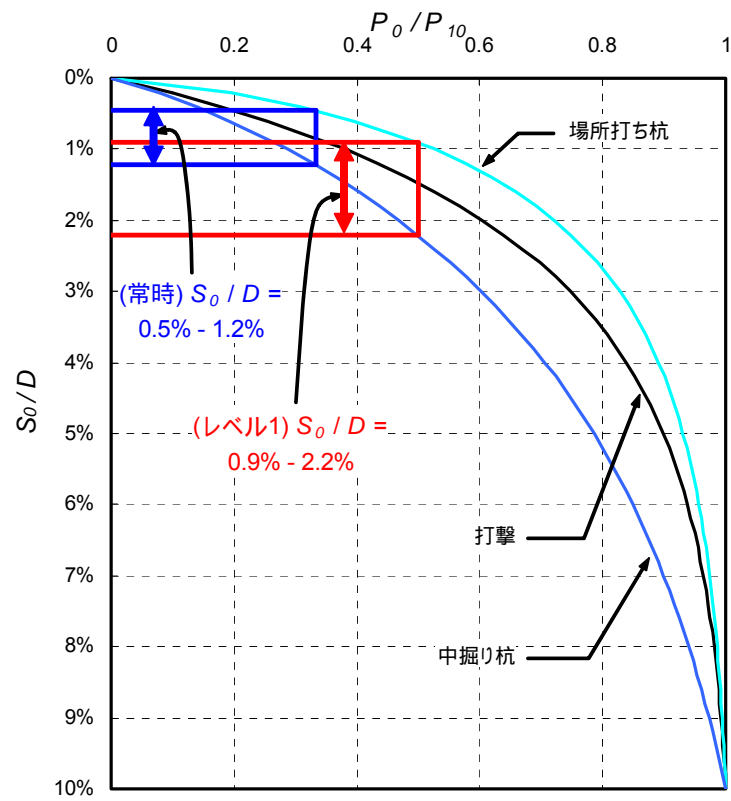


図-2.2.8 常時・レベル1地震時の杭頭変位レベル( $P_{ud} = P_{10}$ 、1991年、3工法)

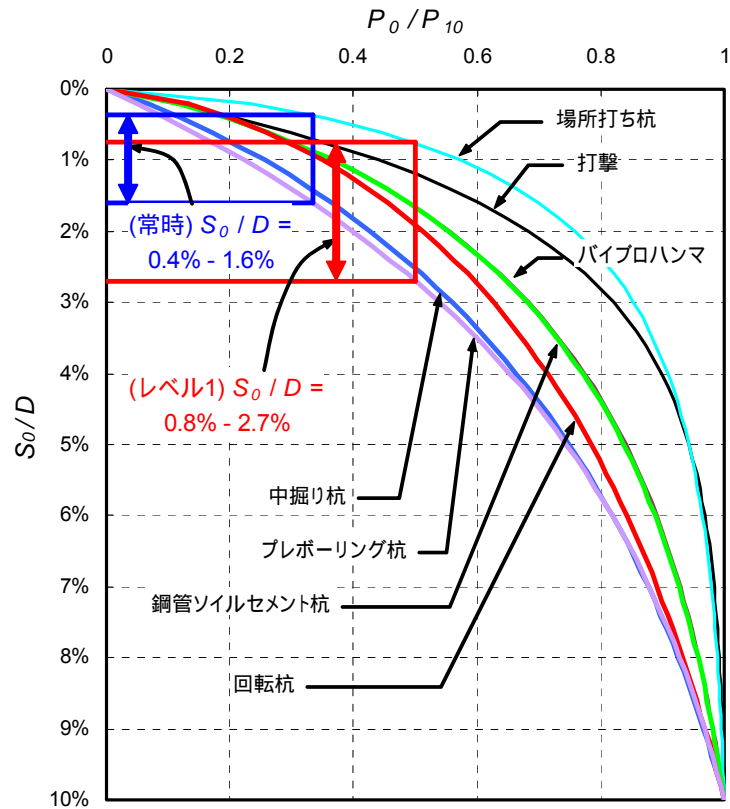


図-2.2.9 常時・レベル1地震時の杭頭変位レベル ( $P_{ud} = P_{10}$ , 2007 年、7 工法)

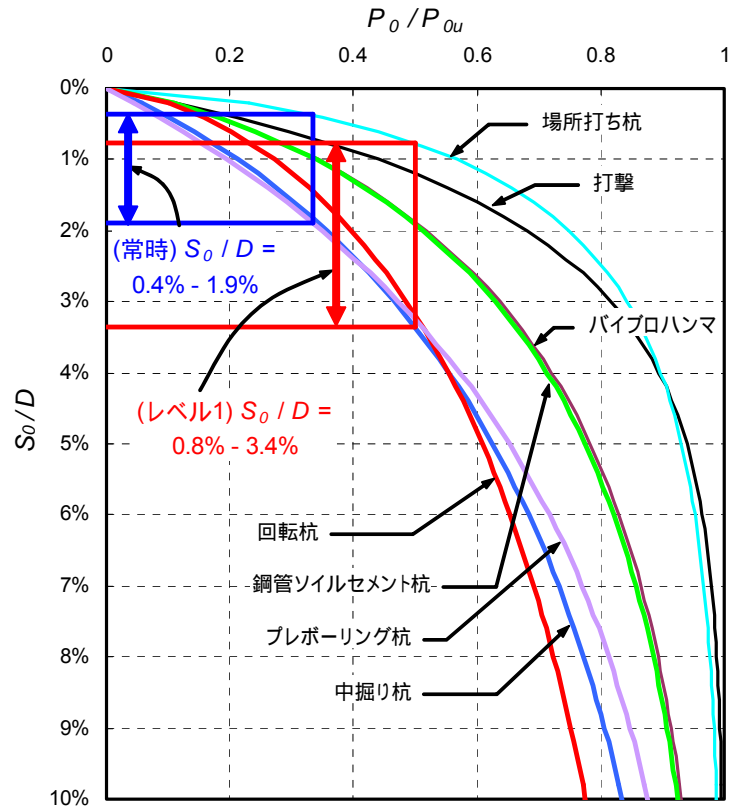


図-2.2.10 常時・レベル1地震時の杭頭変位レベル ( $P_{ud} = P_{0u}$ , 2007 年、7 工法)

### (3) 弾性限界点に着目した杭軸方向バネ定数の設定と推定精度

杭の鉛直荷重-変位関係は、(2) で定義された弾性限界点である降伏点の割線勾配である杭軸方向バネ定数  $K_v$  にも反映されている。ここでは、水平方向地盤反力係数と並んで杭の断面力に影響を与える杭軸方向バネ定数  $K_v$  の新しい推定式を提案する。

弾性係数  $E$  および断面積  $A$  が深度方向に一定である長さ  $L$  の杭の上端に、杭頭荷重  $P_0$  が作用する時の杭頭変位  $S_0$  の理論式を求める。杭頭部を原点とした任意の深度  $l$  における杭体の軸方向変位、軸ひずみ、杭体が受ける単位長さあたりの周面抵抗力および軸方向力をそれぞれ、図-2.2.11 示すとおり、 $S(l)$ 、 $\varepsilon(l)$ 、 $f(l)$  および  $N(l)$  と表す。なお、載荷試験では、一般に  $EA$  が一定の試験体とすることが多いので、載荷試験結果の分析を行う場合には弾性係数  $E$  と断面積  $A$  が深度方向に一定であるとする仮定は実用的である。

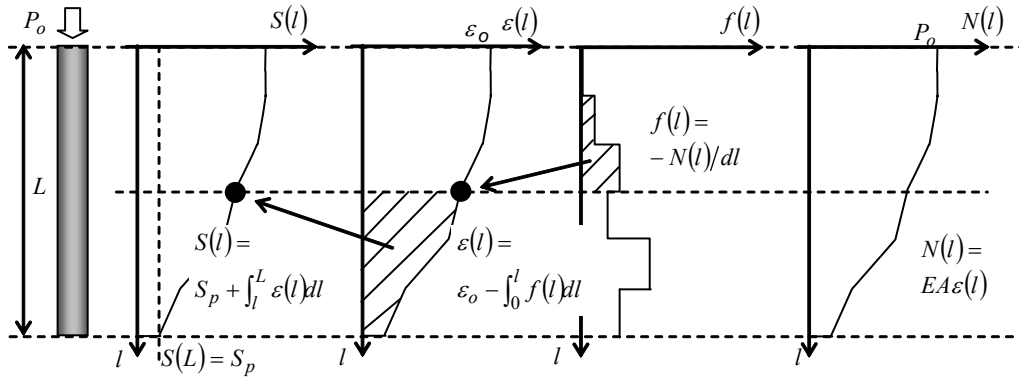


図-2.2.11 押込み力の作用する杭の変位、ひずみ、周面抵抗力、軸力の深度方向分布

杭頭変位  $S_0$  は、杭体軸ひずみを積分して得られる杭体変形量  $\Delta L$  と杭先端変位  $S(L) = S_p$  との和であるから、次式で表すことができる。

$$S_0 = \Delta L + S(L) = \int_0^L \varepsilon(l) dl + S_p \quad (2.2.5)$$

任意の 2 深度を挟む区間に作用する周面抵抗力は軸方向力の差であるから、単位長さあたりの周面抵抗力  $f(l)$  は、軸方向力の微分となり、式(2.2.6) で表される。

$$f(l) = -\frac{N(l)}{dl} = -EA \frac{\varepsilon(l)}{dl} \quad (2.2.6)$$

式(2.2.6) の両辺を積分し、杭頭における境界条件を考慮すると、式(2.2.7) となる。

$$\varepsilon(l) = -\frac{1}{EA} \int_0^l f(l) dl + \varepsilon_0 \quad (2.2.7)$$

式(2.2.7) を式(2.2.5) へ代入すると、式(2.2.8) を得る。

$$\begin{aligned} S_0 &= \int_0^L \varepsilon(l) dl + S_p = \int_0^L \left( -\frac{1}{EA} \int_0^l f(l) dl + \varepsilon_0 \right) dl + S_p \\ &= -\frac{1}{EA} \int_0^L \int_0^l f(l) dl dl + \int_0^L \varepsilon_0 dl + S_p \end{aligned} \quad (2.2.8)$$

さらに、周面抵抗力  $f(l)$  の深度方向の分布形状を式(2.2.9) で表し、式(2.2.8) を展開する。

$$f(l) = j_1 + j_2 l \quad (2.2.9)$$

ここに、式(2.2.9) は、周面抵抗力の深度方向分布が、 $j_2 = 0$  で一定型、 $j_2 < 0$  で単調減少型、 $j_2 > 0$  で単調増加型であることを表現している(図-2.2.12)。

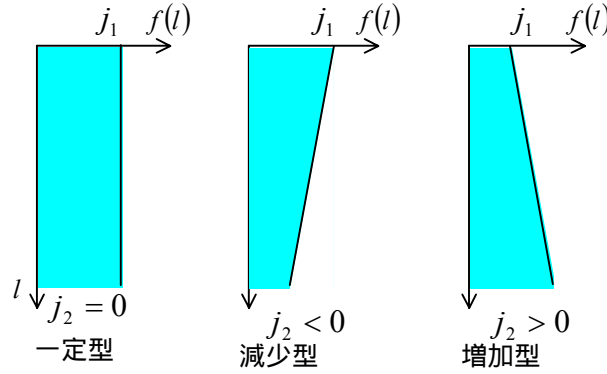


図-2.2.12 周面抵抗力の深度方向分布

まず、 $\int_0^L f(l) dl = \int_0^L (j_1 + j_2 l) dl = j_1 L + \frac{1}{2} j_2 L^2$  であり、周面抵抗力の平均値を  $\bar{f}$  とすれば

$\bar{f}L = j_1 L + \frac{1}{2} j_2 L^2$  であるから、

$$\begin{aligned} \int_0^L \int_0^L f(l) dl dl &= \int_0^L \left( j_1 L + \frac{1}{2} j_2 l^2 \right) dl = \frac{1}{2} j_1 L^2 + \frac{1}{6} j_2 L^3 = \frac{L}{2} \left( j_1 L + \frac{1}{2} j_2 L^2 \right) - \frac{1}{12} j_2 L^3 \\ &= \frac{L}{2} \bar{f}L - \frac{1}{12} j_2 L^3 \end{aligned} \quad (2.2.10)$$

となる。式(2.2.10) を式(2.2.8) へ代入すると、

$$\begin{aligned} S_0 &= -\frac{L}{EA} \left( \frac{1}{2} \bar{f}L - \frac{1}{12} j_2 L^2 \right) + \frac{1}{EA} P_0 L + S_p \\ &= \frac{L}{2EA} \left( 2P_0 - \bar{f}L + \frac{1}{6} j_2 L^2 \right) + S_p \end{aligned} \quad (2.2.11)$$

ここで、 $\bar{f}L = P_f$  (周面抵抗力の合計) であるから、杭頭荷重  $P_0$  に対する杭先端分担荷重  $P_p$  の比率  $P_p / P_0$  を先端伝達率  $\gamma$  とおけば、 $P_0 = P_f + P_p = (1 - \gamma)P_0 + \gamma P_0$  であるから、これを式(2.2.11) へ代入すると式(2.2.12) が得られる。

$$S_0 = \frac{L}{2EA} P_0 \left( 1 + \gamma + \frac{j_2 L^2}{6P_0} \right) + S_p \quad (2.2.12)$$

これより、 $j_2$  が大きい、すなわち、周面抵抗力の発揮深度が大きいほど、杭体変形量が増加することに伴い、杭頭変位  $S_0$  も大きくなると言える。

なお、周面抵抗力度が深度方向に一定 ( $j_2 = 0$ ) の時は、式(2.2.13) となる。

$$S_0 = \frac{L}{2EA} P_0 (1 + \gamma) + S_p \quad (2.2.13)$$

ここで、 $\gamma=1$  のとき、第1項は  $\Delta L = \frac{P_0 L}{EA}$  となり、一様圧縮のときの杭体変形量となる。なお、

周面抵抗力度が深度方向に一定であると仮定した場合の杭体変形量を表す式(2.2.13) の第1項は、図-2.2.13 に示すように、周面抵抗利  $P_f = (1 - \gamma) P_0$  と先端分担荷重  $P_p = \gamma P_0$  の合力の作用深度  $(1 + \gamma) L / 2$  を軸剛性  $EA$  で除したものに等しい。すなわち、杭体変形量の観点からは、周面抵抗利の存在によって一様圧縮される見かけ上の杭長が短縮したと等価になる。

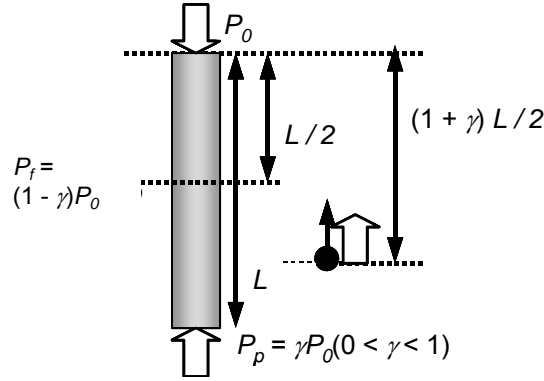


図-2.2.13 杭体変形量の解釈

次に、単位面積あたりの地盤反力度と変位の比で定義される先端地盤反力係数  $k_{pv}$  を用いると、先端変位  $S_p$  は式(2.2.14) で表される。

$$S_p = \frac{4P_p}{\pi D_p^2 k_{pv}} = \frac{4\gamma P_0}{\pi D_p^2 k_{pv}} \quad (2.2.14)$$

ここに、 $D_p$ ：杭先端径である。よって、杭頭変位  $S_0$  の理論式は、式(2.2.15) となる。

$$S_0 = \frac{L}{2EA} \left( 1 + \gamma + \frac{j_2 L^2}{6P_0} \right) P_0 + \frac{4\gamma}{\pi D_p^2 k_{pv}} P_0 \quad (2.2.15)$$

以上より、次のことが定性的に言える。

杭頭荷重  $P_0$  が等しい場合、軸剛性バネの逆数  $\frac{L}{EA}$  または先端伝達率  $\gamma$  が大きい (= 周面抵抗利が小さい) ほど、杭体変形量  $L$  は大きい。  
 さらに、杭体変形量  $L$  は、周面抵抗利の発揮深度が深い杭ほど大きい。  
 杭頭荷重  $P_0$  が等しい場合、先端伝達率  $\gamma$  が大きいほど、杭先端径  $D_p$  または先端地盤反力係数  $k_{pv}$  が小さいほど、先端変位  $S_p$  は大きい。

また、式(2.2.15) より、鉛直荷重-変位関係における杭頭降伏時の割線勾配  $P_{0y} / S_{0y}$  で定義される杭軸方向バネ定数  $K_v$  は、 $j_2 = 0$  とすれば、式(2.2.16) となる。



$$K_v = \frac{P_{0y}}{S_{0y}} = \frac{1}{\frac{L}{2EA}(1+\gamma_y) + \frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 k_{pv}}} \quad (2.2.16)$$

ここに、 $\gamma_y$  は、杭頭降伏時の先端伝達率である。

式(2.2.16) は、設計時点で明らかな杭寸法や弾性係数に加え、杭頭降伏時の先端伝達率 $\gamma_y$ および杭先端地盤反力係数  $k_{pv}$  を与えれば、杭軸方向バネ定数  $K_v$  が得られることを示している。また、式(2.2.15) からは、任意の杭頭荷重  $P_0$  に対する杭体変形量 $\Delta L$  および杭先端変位  $S_p$  の和である杭頭変位  $S_0$  が得られる。以降、式(2.2.15) および式(2.2.16) を杭頭変位および杭軸方向バネ定数の提案式と呼ぶ。

一方、道路橋示方書および杭基礎設計便覧には、式(2.2.17) に示す杭軸方向バネ定数  $K_v$  の推定式(以下、道示  $K_v$  と呼ぶ) が示されている。道示  $K_v$  は、杭体の軸変形に関する剛性を表す軸剛性バネ  $EA/L$  に経験的に定めた施工法別係数 $\zeta$ を乗ずる形で構成されている。

$$K_v = \zeta \frac{EA}{L} = \left\{ \zeta_1 \left( \frac{L}{D} \right) + \zeta_2 \right\} \frac{EA}{L} \quad (2.2.17)$$

ここに、 $\zeta_1, \zeta_2$ ：施工法別係数であり、表-2.2.6 に示す値である。

表-2.2.6 道示  $K_v$  に用いる施工法別係数の値

施工法	$\zeta_1$	$\zeta_2$
打撃	0.014	0.72
パイプロハンマ	0.017	-0.014
場所打ち杭	0.031	-0.15
中掘り杭	0.010	0.36
プレボーリング杭	0.010	0.36
鋼管ソイルセメント杭	0.040	0.15
回転杭(1.5 倍径*)	0.013	0.54
回転杭(2.0 倍径*)	0.010	0.36

\*杭径に対する先端翼径の比率

ここで、道示  $K_v$  および提案式の推定精度を確認する。提案式では、 $\gamma_y$  の実測値を用いた場合および推定値を用いた場合の 2 通りを示す。 $\gamma_y$  の推定値は、表-2.2.7 に示すように、道路橋示方書に示される支持力推定式を用いて得られる杭頭変位レベル  $S_0 / D = 10\%$  時の先端伝達率 $\gamma_{10}$  と実測  $\gamma_y$  との相関式から算定した。なお、杭先端変位の推定に用いる先端地盤反力係数  $k_{pv}$  は、道路橋示方書に示される線形の鉛直方向地盤反力係数を用いた。ただし、杭頭降伏時における杭先端変位の推定値が実測値に対して偏らないように、若干の補正を行っている。なお、ひずみ依存を考慮して先端地盤反力係数  $k_{pv}$  の非線形性を考慮する方法についても検討を試みたが、データのばらつきが大きく、ひずみ依存の関係を見出すことができず断念した。

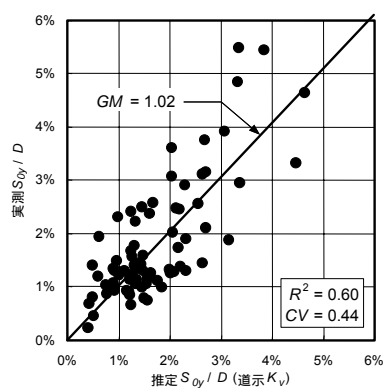
表-2.2.7 実測 $\gamma_y$ と計算 $\gamma_{10}$ の相関式

工法	実測 $\gamma_y$ と計算 $\gamma_{10}$ の相関式	$R^2$
打撃	$\gamma_y = 0.468 \gamma_{10} + 0.077$	0.378
バイプロハンマ	$\gamma_y = 0.176 \gamma_{10} + 0.331$	0.030
場所打ち杭	$\gamma_y = 0.514 \gamma_{10} + 0.041$	0.362
中掘り杭	$\gamma_y = 0.549 \gamma_{10} + 0.230$	0.180
鋼管ソイルセメント杭	$\gamma_y = 0.877 \gamma_{10} - 0.035$	0.885
回転杭	$\gamma_y = 0.818 \gamma_{10} - 0.118$	0.260

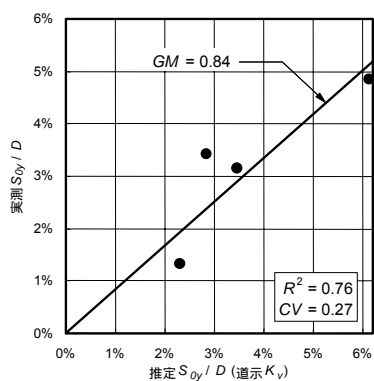
安定計算における杭軸方向バネ定数は、想定する荷重に対する杭群(フーチング)の変位を算定する際の、また、得られた変位を用いて杭頭反力を求める際の媒介である。よって、杭軸方向バネ定数は、杭群(フーチング)の変位を正確に推定できることが望ましいことになる。よって、杭軸方向バネ定数は、杭頭変位の推定精度に着目してその良否を判断すべきである。

杭頭降伏荷重  $P_{0y}$  に対する杭頭変位レベル  $S_{0y} / D$  の実測値と推定値との関係を図-2.2.13(道示  $K_v$ )、図-2.2.14(提案式、 $\gamma_y$ : 実測値) および図-2.2.15(提案式、 $\gamma_y$ : 推定値) に示す。図中には、実測値と推定値の説明係数  $R^2$ 、推定比( = 実測値 / 推定値) の幾何平均  $GM$  および変動係数  $CV$  を併せて示す。

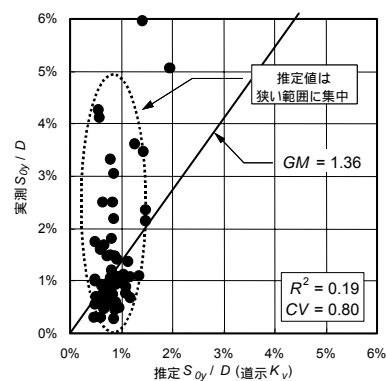
道示  $K_v$  から求めた推定値は、 $GM$  が 1.0 を超えて  $K_v$  を若干過大に(変位を過小に)評価する傾向にある。特に、場所打ち杭の場合は他と異なり、推定値は実測値とは無関係に狭い範囲に集中している。一方、 $\gamma_y$  の実測値を用いた提案式によると、推定比の幾何平均  $GM$  はいずれも 1.0 に近く、偏りが是正されているとともにばらつきが減少しており、 $\gamma_y$  を精度良く推定できれば格段に  $K_v$  の推定精度が向上することがわかる。ただし、先端伝達率がそれほど大きく変化しないであろうと想定し  $\gamma_y$  を  $\gamma_{10}$  から推定値した場合についても検討したが、施工法によっては必ずしも推定精度が向上していないものもあり、正確な弾性限界点の評価には杭と地盤との相互作用をかなり実態に即してモデル化する必要があることが伺える。



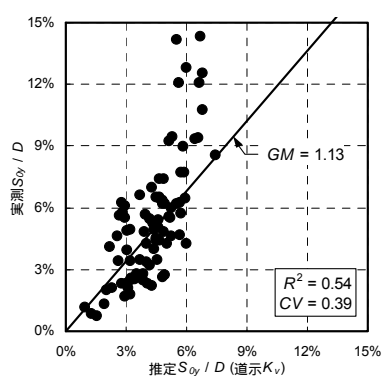
(1) 打撃



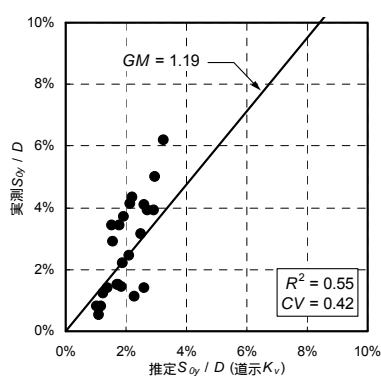
(2) パイプロハンマ



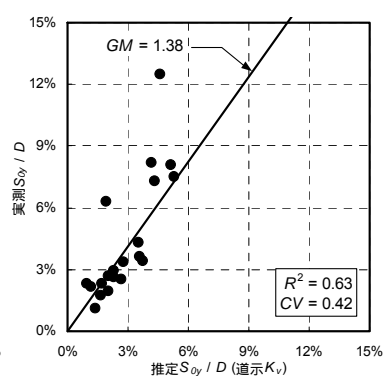
(3) 場所打ち杭



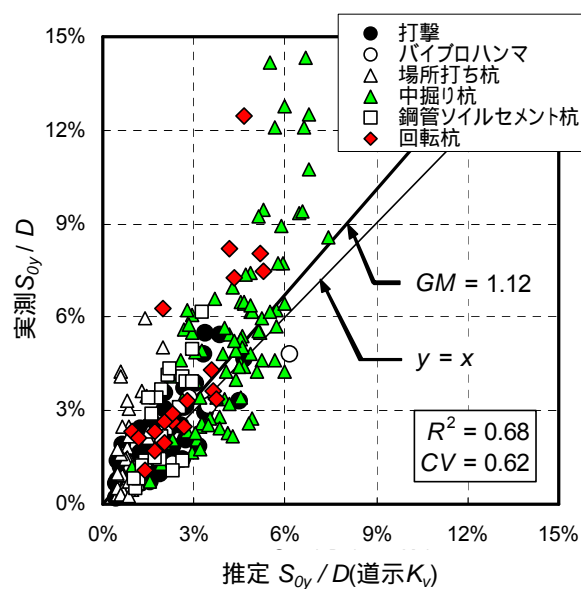
(4) 中掘り杭



(5) 鋼管ソイルセメント杭

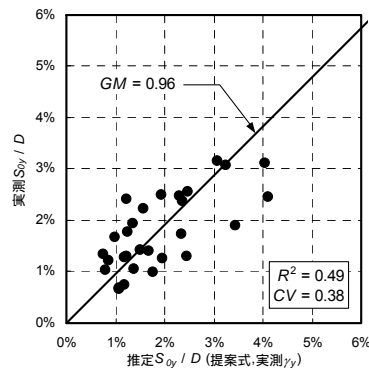


(6) 回転杭

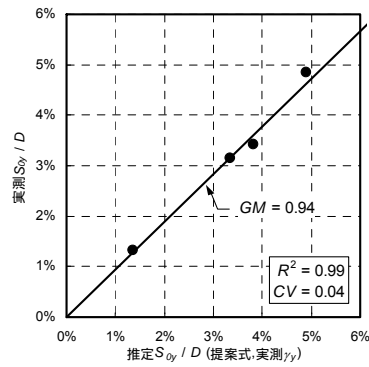


(7) 全種類

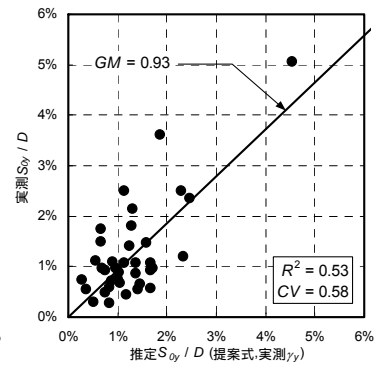
図-2.2.13  $S_{oy} / D$  の実測値-推定値関係(道示  $K_v$ )



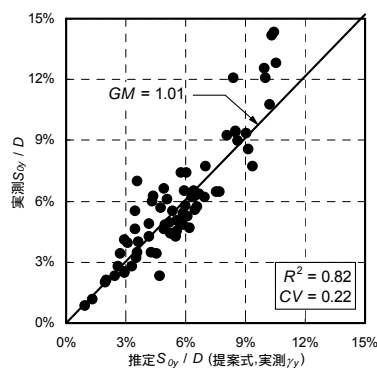
(1) 打撃



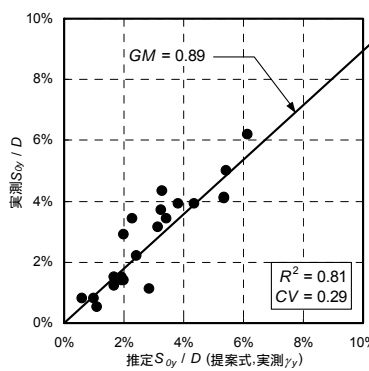
(2) パイロハンマ



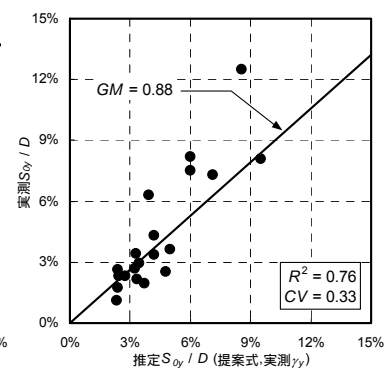
(3) 場所打ち杭



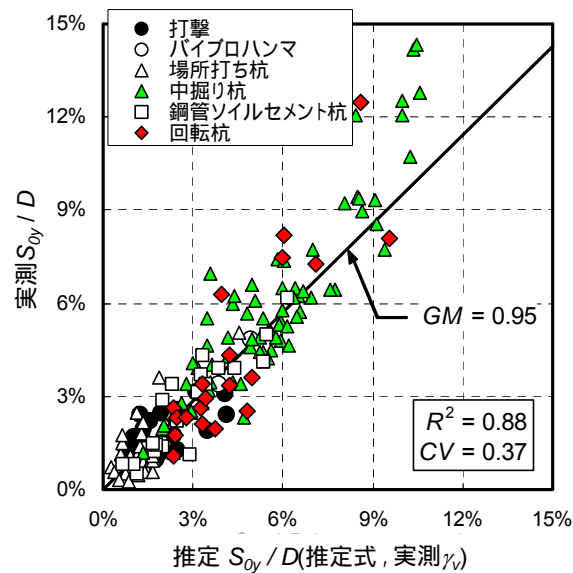
(4) 中掘り杭



(5) 鋼管ソイルセメント杭

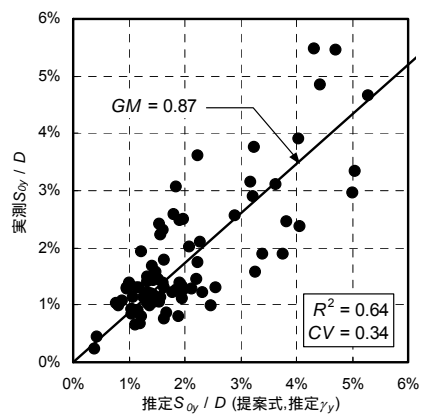


(6) 回転杭

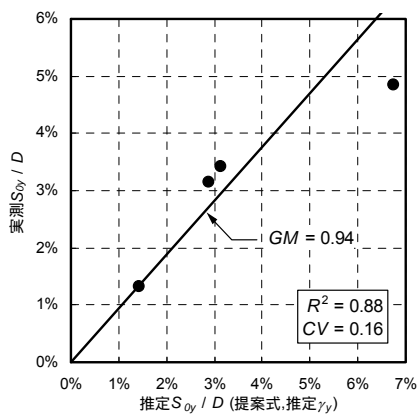


(7) 全種類

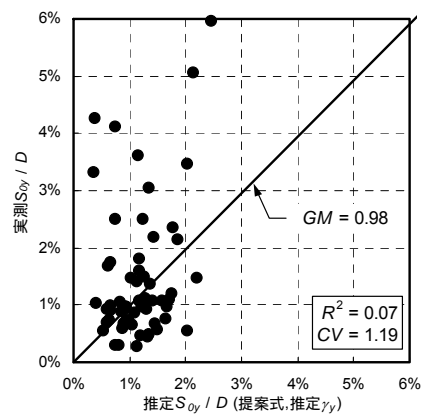
図-2.2.14  $S_{oy} / D$ の実測値-推定値関係(提案式、 $\gamma_y$ : 実測値)



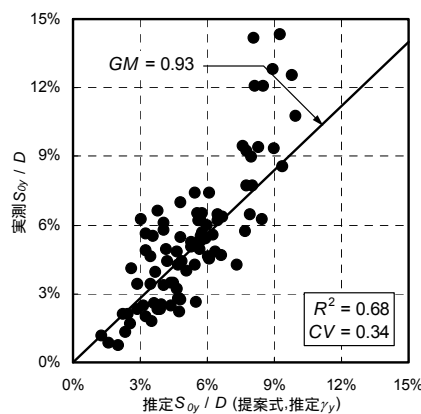
(1) 打撃



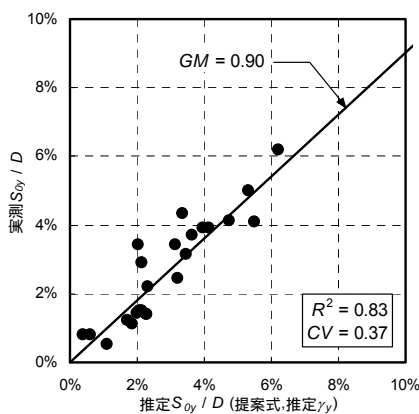
(2) パイプロハンマ



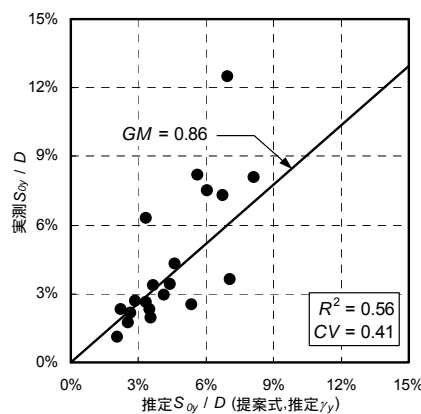
(3) 場所打ち杭



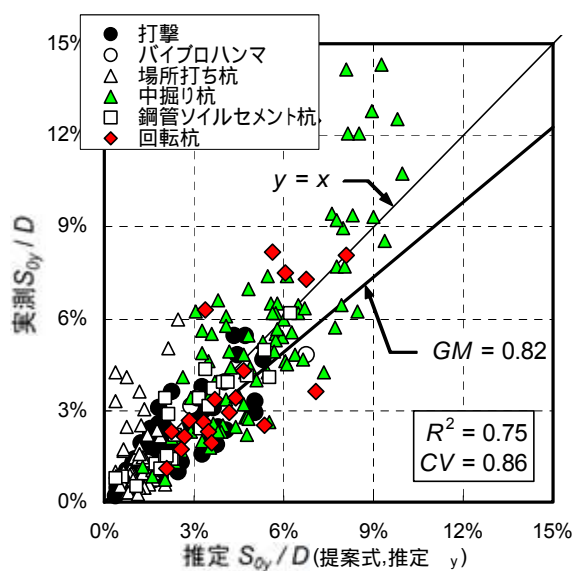
(4) 中掘り杭



(5) 鋼管ソイルセメント杭



(6) 回転杭



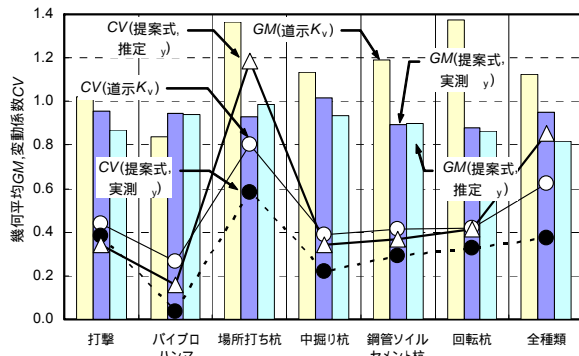
(7) 全種類

図- 2.2.15  $S_{oy} / D$  の実測値 - 推定値関係(提案式、 $\gamma_y$ : 推定値)

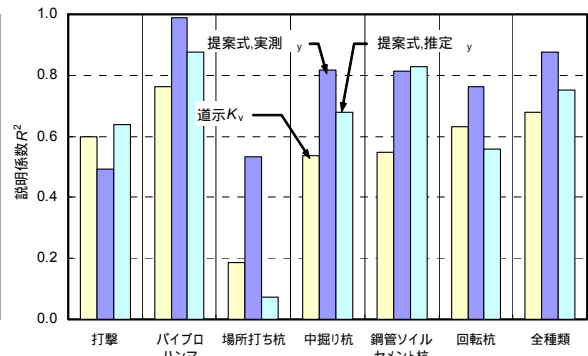
図-2.2.16 は、図-2.2.13～図 2.2.15 に示した幾何平均  $GM$ 、変動係数  $CV$  および説明係数  $R^2$  の値を比較したものである。 $\gamma_y$  の推定値を用いた場合においても、総じて道示  $K_v$  よりも良好な結果が得られていることが分かる。

図-2.2.17 および図-2.2.18 は、杭頭変位レベル  $S_{0y} / D$  と同様に、杭頭降伏時の杭体変形量レベル  $\Delta L_y / D$  および杭先端変位レベル  $S_{py} / D$  について推定比の幾何平均  $GM$ 、変動係数  $CV$  および実測値と推定値との説明係数  $R^2$  を比較したものである。杭体変形量レベル  $\Delta L_y / D$  の推定精度は、 $\gamma_y$  を実測値としても推定値としてもほぼ同様である。一方、杭先端変位レベル  $S_{py} / D$  の推定精度は、杭体変形量レベル  $\Delta L_y / D$  に比べて低く、同時に表-2.2.7 に示した  $\gamma_y$  の推定精度の影響を大きく受けることが分かる。

なお、 $\gamma_y$  の実測値を用いた提案式によっても場所打ち杭の推定精度が他と比較して悪い。このことは、そもそも軸剛性バネ  $EA / L$  が他工法に比較して大きく杭頭と杭先端の変位差が小さい一方で、その施工方法の特徴からスライム処理如何によっては杭先端地盤反力係数にばらつきが出ることから予想されたことではある。道示  $K_v$  においては、先端地盤の影響の度合いは杭体の細長比に応じて異なることから、主として施工法別係数  $\zeta_l$  に含まれていると解釈される。この場合にあっても推定精度が低いのは、杭体の細長比を以てしても杭と地盤との相互作用を捉えることは困難であることを示しているものと理解される。

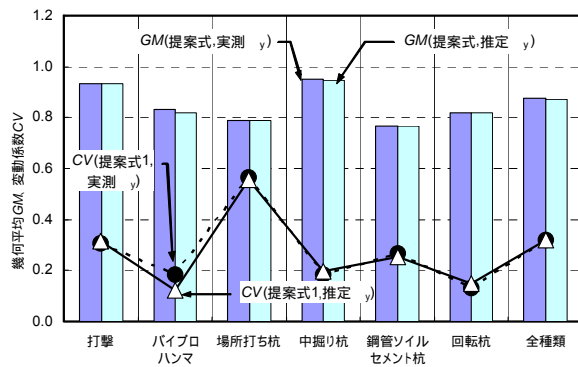


(1) 推定比の幾何平均  $GM$  変動係数  $CV$

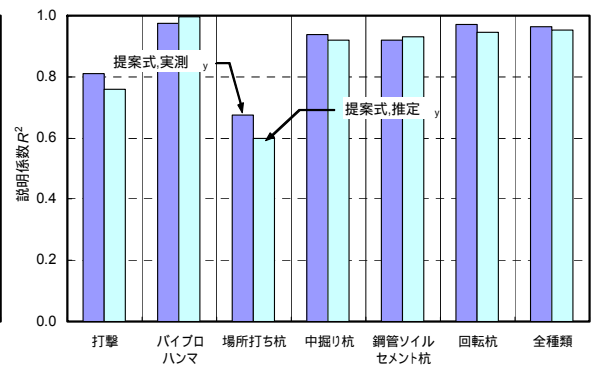


(2) 説明係数  $R^2$

図-2.2.16 杭頭変位レベル  $S_{0y} / D$  の推定精度の比較

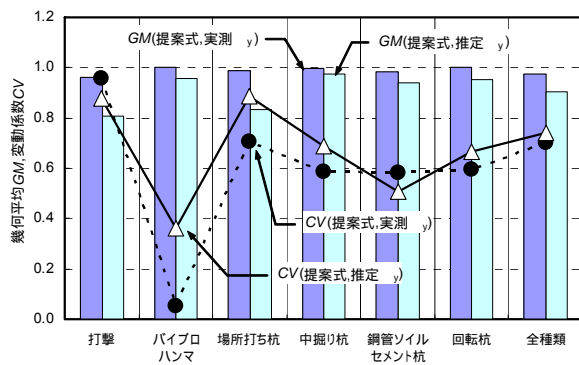


(1) 推定比の幾何平均  $GM$  変動係数  $CV$

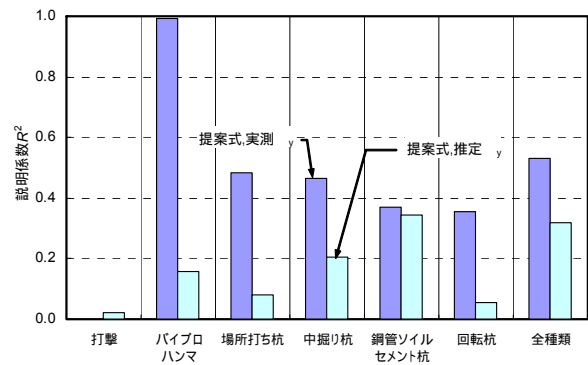


(2) 説明係数  $R^2$

図-2.2.17 杭体変形量レベル  $\Delta L_y / D$  の推定精度の比較



(1) 推定比の幾何平均  $GM$  変動係数  $CV$



(2) 説明係数  $R^2$

図-2.2.18 杭先端変位レベル  $S_{py} / D$  の推定精度の比較

以上、杭軸方向バネ定数の提案式と推定精度改善効果について述べてきた。

提案式は、単位杭頭荷重当たりの杭体変形量と杭先端変位とを推定するもので、両者の和が杭頭変位であることに立脚している。よって、提案式のパラメータは、杭材料(弾性係数)、杭寸法(杭長、杭径、板厚)に加えて、地盤パラメータ( $k_{pv}$ ) および先端伝達率( $\gamma_y$ ) が必要となる。なお、先端伝達率( $\gamma_y$ ) は広義には地盤パラメータでもある。

一方、道示  $K_v$  のパラメータは、杭材料、杭寸法および施工法パラメータであり、地盤パラメータを考慮する必要がない。この点において提案式は道路橋示方書に示される推定式よりも複雑で、扱いには面倒なものであることは否めない。

しかし、杭の力学特性が地盤の影響と無関係に決まることは考えられず、簡易な形で地盤の影響を考慮した推定式を活用していくことにより、今後の地盤工学上の技術の発展が期待できる。さらに、定性因子である施工法の影響範囲を極力小さくすることにより、推定精度向上のための優先課題は杭先端変位(杭先端地盤反力係数) の推定法にあることが明確となった点も意義のあることであろう。

2.3 にも示すとおり、最新の研究<sup>17-19)</sup>によると、粘性土地盤中に設置したプレボーリング杭に、レベル2 地震時に想定される鉛直・水平方向の大変形を与えた後は、水平抵抗および周面摩擦力は初期の値に対して低下し、1 年程度の放置期間の後にもこれらがほとんど回復しない現象が確認されている。

これまで述べてきたように、周面抵抗力が低下すると、杭体変形量 $\Delta L$  は増加する。さらに、杭頭に作用する荷重が同一であれば、喪失した周面抵抗力を補うために杭先端反力(先端伝達率  $\gamma$ ) が増加することになるため、先端変位  $S_p$  も増加する。その結果、杭頭降伏荷重が変化しないとなれば、杭軸方向バネ定数  $K_v$  は低下することになる。これを図-2.2.19 に概念的に示す。さらに、過去の基準<sup>16)</sup>では、先端伝達率は時間の経過とともに増大する傾向があることを指摘している。

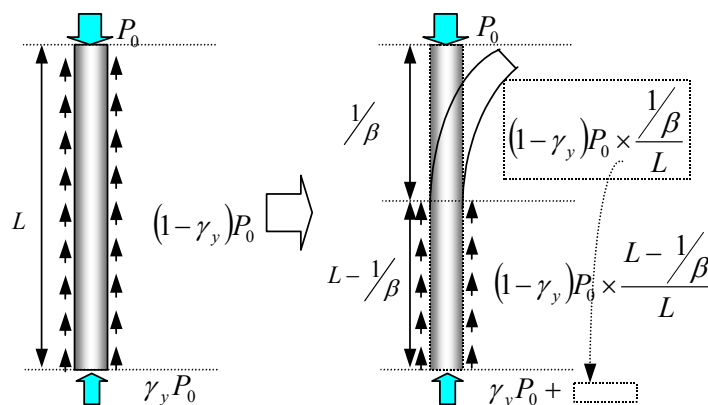


図-2.2.19 大変形後の周面抵抗力の喪失に伴う支持機構の変化(概念図)

そこで、周面抵抗力の喪失に伴う支持機構の変化によってどの程度  $K_v$  が変化するのか試算を行ってみる。ここでは、大変形後の杭周面抵抗力の喪失は、杭工法、地盤条件を問わず全ての場合で生ずると仮定する。



具体的手順は次のとおりである。まず、杭頭降伏時における先端伝達率 $\gamma_y$ 、軸剛性バネ $EA/L$ 、杭先端径 $D_p$ 、先端地盤反力係数 $k_{pv}$ の各施工法の代表値を用い、提案式(2.2.16) から初期の $K_v$ を求める。次に、 $L/D$ の各施工法の代表値に応じて杭頭部付近の周面抵抗力が喪失した後の先端伝達率 $\gamma_y$ を求め、変形後の $K_v$ を算定し初期の値と比較する。ここで、周面抵抗力が喪失する区間の長さは、杭の水平抵抗に寄与する地盤の主たる長さが $1/\beta$ ( $\beta$ : 杭の特性値)であることを考慮して、杭頭部から $5D$ および $10D$ の2通りの値を用いる。また、各々の値の分布の傾向から、初期の $\gamma_y$ は平均値を、 $EA/L$ 、 $D_p$ 、 $L/D$ および $k_{pv}$ は幾何平均値をそれぞれ用いる。なお、前述したように、先端地盤反力係数 $k_{pv}$ は変位の増加に伴って低下する非線形性を示すが、ここでは簡単のため線形(一定値)として扱う。図-2.2.20 に試算結果を示す。

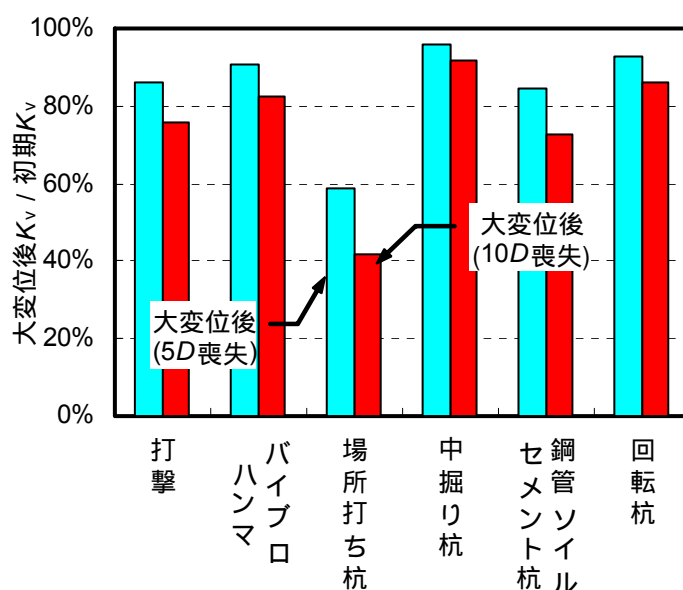
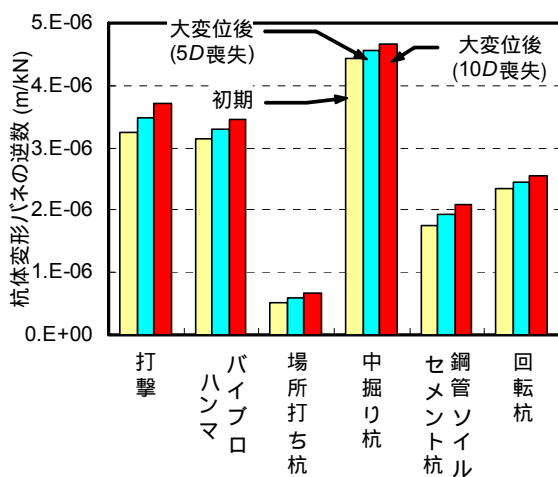


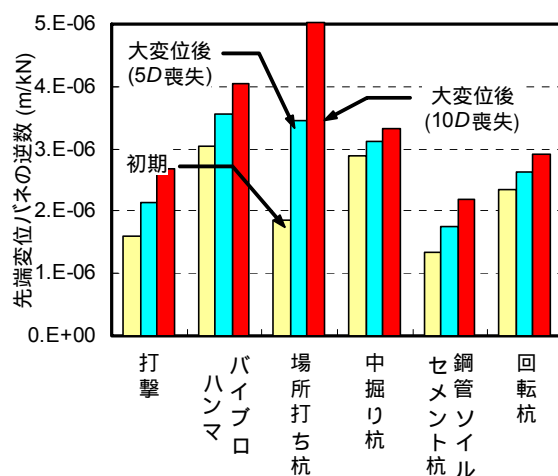
図-2.2.20 周面抵抗力の喪失に伴う $K_v$ の変化の試算結果

大変位後に杭頭部付近の周面抵抗力が完全に喪失したと仮定しても、多くの場合で $K_v$ は初期の値の80%~90%となる一方で、場所打ち杭は、これが40%~60%程度となり、低下の割合が顕著である。図-2.2.21は、 $K_v$ の提案式(2.2.16)の逆数における杭体変形量の成分 $\frac{L}{2EA}(1+\gamma_y)$ および先端変位の成分 $\frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 k_{pv}}$ の値の変化を示したものであり、杭頭に作用する単位荷重当たりの杭体変形量および先端変位の大きさを表している。これより、先端伝達率の増加に伴う $K_v$ の低下(杭頭変位の増加)は、主に先端変位の増加によってもたらされることが分かる。先端伝達率の変化に対して先端変位が敏感であることは、各々の式からも類推されることではある。

場所打ち杭は、軸剛性バネ $EA/L$ が大きいために、杭体変形量は他に比べてかなり小さく、先端伝達率が増加してもこの傾向は変わらない。しかし、杭長が短いために先端伝達率が大きく変化することに加え、先端地盤反力係数 $k_{pv}$ が小さいために、先端伝達率の変化に対して先端変位が敏感に増加し、杭頭変位が急増すると解釈できる。



(1) 杭体変形



(2) 先端変位

図-2.2.21 単位杭頭荷重当たりの杭体変形量と先端変位の変化

以上のことから、支持機構の変化(先端伝達率の増加)に伴って杭軸方向バネ定数  $K_v$  は低下する可能性が高く、この傾向は次の条件に該当する場合に顕著となると言える。

- ・ 場所打ち杭のように、先端地盤反力係数が小さい場合
- ・ 杭長が短い場合
- ・ 杭頭付近の地盤が軟弱な場合( $1/\beta$ が大きい場合)

このことは、水平方向地盤反力係数の値が常時と地震時とで異なる数値を用いているように、性能規定化に伴い杭基礎に許容される変状の程度によっては、杭軸方向バネ定数に関しても相応しい規定を行うべきことを示唆している。

しかし、大変形に伴う周面抵抗力の低下や回復の程度は、地盤や施工法等の種々の条件によって異なる可能性もあり、繰返し荷重の作用下における杭の鉛直荷重-変位特性についての研究事例は少なく、載荷試験の活用等によるさらなる研究が必要である。

#### (4) 弾性限界点および最大強度点に関する推定精度

各限界点に関して現行の支持力推定式を用いて評価した場合の推定精度について、統計量を取りまとめた。これをもとに、どの程度の確からしさで性能の照査が可能となるのかについて考察する。ここで、統計量は以下の手順で求めた。

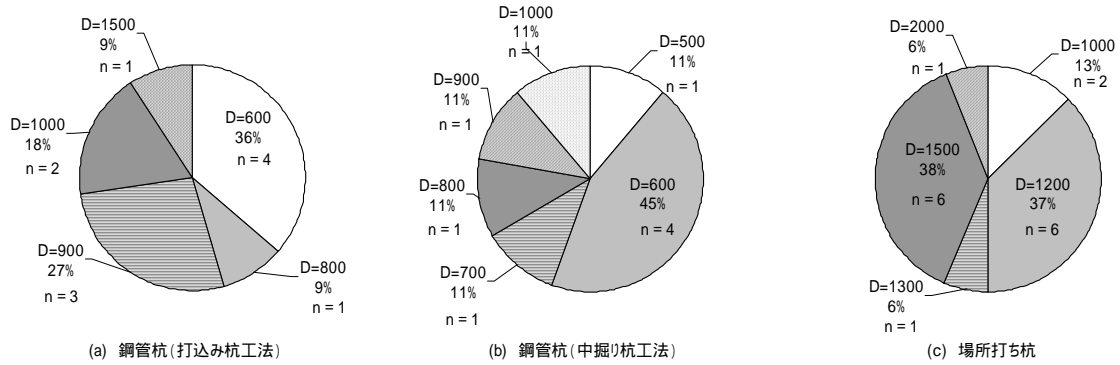
ある載荷試験データに対して、(2) にて定義した杭頭における極限支持力  $R_u$ 、降伏支持力  $R_y$  の実測値を求める。ここでは、 $R_y$  は、杭頭で極限支持力  $R_u$  が発揮されたときの先端抵抗値  $R_t$  を杭頭における極限支持力  $R_u$  から引いた値( $R_u - R_t$ ) を以て、それと見なすことにする。

同じ載荷試験データに対して、支持力推定式を用いて実測値  $R_u$ 、 $R_y$  に対応する計算値  $R_{uc}$ 、 $R_{y1c}$ 、 $R_{y2c}$  を求める。ここに、 $R_{uc}$  は支持力推定式を用いて計算される極限支持力、 $R_{y1c}$  は  $0.63R_{uc}$ 、 $R_{y2c}$  は支持力推定式を用いて計算される周面抵抗  $R_{sc}$  とし、降伏支持力については2種類の整理をした。

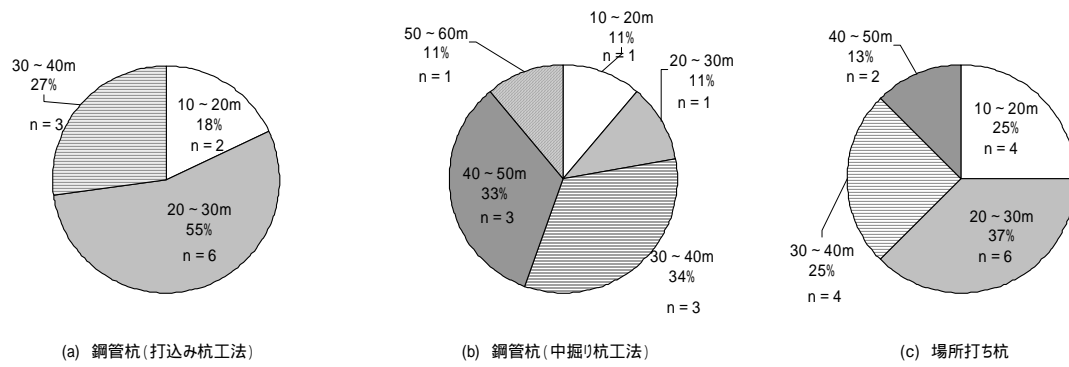
$R_u / R_{uc}$ 、 $R_y / R_{y1c}$ 、 $R_y / R_{y2c}$  の比を求める。これらを支持力比と  $p$  呼ぶ。

から の処理を利用可能な各載荷試験結果に関して行い、支持力比  $p$  の統計量を得る。

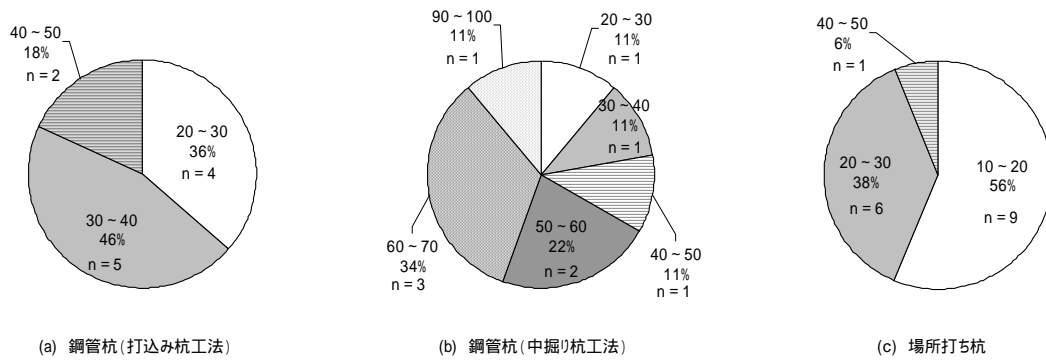
使用した載荷試験データは、岡原ら<sup>3)</sup>が過去に収集し整理したものを用いた。良質な支持層に杭先端が根入れされており、杭体内の軸力分布も得られており、極限支持力・降伏支持力のいずれの実測値も得られるデータを用いた。さらに、ある載荷試験にて得られている荷重・変位データが実際の降伏荷重や降伏変位よりも著しく小さいことに起因して Weibull 曲線で近似した結果が異常値を示すことを防ぐために、[試験最大荷重] > 1.2×[Weibull 曲線上の降伏支持力]であることを確認し、条件を満たさないデータを棄却した。計算値は、現行の道路橋示方書<sup>1)</sup>に記載される支持力推定式を用いて、各試験地盤における杭の支持力を推定した。ただし、杭の周面抵抗力の算出において、一般には杭頭から杭先端までの周面抵抗を考慮していると推定されるが、本論文では杭頭から支持層面までの周面抵抗を考慮した。これは、現行の支持力推定式から得られる先端支持力の規定には、支持層面に杭径程度値入されている部分の周面抵抗も含んでいるものとして整理したものである。使用した載荷試験データの杭諸元は、図-2.2.22 に示すとおりである。



(1) 杭径  $D$  (mm)



(2) 杭長  $L$  (m) の範囲



(3) 根入れ比  $L / D$  の範囲

図-2.2.22 分析に用いた杭諸元 (打込み鋼管杭 11 件・中掘り鋼管杭 9 件・場所打ち杭 16 件)

得られた支持力比  $p$  の統計量を表-2.2.8、表-2.2.9 に、それぞれの頻度分布を図-2.2.23、図-2.2.24、図-2.2.25 に示す。支持力比の平均値は、支持力推定式が予測する支持力の偏りを示すものである。道路橋示方書の支持力推定式は、極限支持力の定義に従って杭頭において杭径の10%の沈下量が生じたときの杭頭反力を予測することを目的として規定されている。単純に、ある深度の周面において発揮される最大摩擦力度や杭先端で発揮される最大支持力度を予測するように規定されているものではない。したがって、極限支持力  $R_u$  に関する支持力比  $p$  の平均値が1近くなることは、規定の妥当性を示す結果となる。また、支持力比  $p$  の頻度分布は対数正規分布にモデル化できるものとして、それぞれの統計量に応じた対数正規分布も図中に示した。

表-2.2.8 および表-2.2.9 より、支持力比  $p$  の変動係数は杭工法によらず同程度である。平均値が1に近くなるように支持力推定式を今後見直すことを前提として、単杭の支持力比の確率モデルを杭工法によらず、表-2.2.10 のように設定する。

表-2.2.8 杭頭での極限支持力に関する支持力比  $p$  ( $=$  実測値  $R_u$  / 計算値  $R_{uc}$ ) の統計量

		平均値 $M_p$	変動係数 $CV_p$
極限支持力 $R_u$	打込み鋼管杭	0.928	0.327
	中掘り鋼管杭	1.225	0.323
	場所打ち杭	1.034	0.315

表-2.2.9 杭頭での降伏支持力に関する支持力比  $p$  ( $=$  実測値  $R_y$  / 計算値  $R_{y1c}$  or 実測値  $R_y$  / 計算値  $R_{y2c}$ ) の統計量

			平均値 $M_p$	変動係数 $CV_p$
Y1	降伏支持力の計算値 $R_{y1c}$ $= 0.63 \times$ 極限支持力 $R_{uc}$	打込み鋼管杭	1.041	0.453
		中掘り鋼管杭	0.739	0.451
		場所打ち杭	0.925	0.434
Y2	降伏支持力の計算値 $R_{y2c}$ $=$ 周面抵抗 $R_{sc}$	打込み鋼管杭	1.716	0.540
		中掘り鋼管杭	1.101	0.526
		場所打ち杭	1.003	0.521

表-2.2.10 杭頭での支持力比  $p$  ( $=$  実測値 / 計算値) の確率モデル

		平均値 $M_p$	変動係数 $CV_p$
極限支持力		1.00	0.35
降伏支持力	Y1	1.00	0.45
	Y2	1.00	0.55

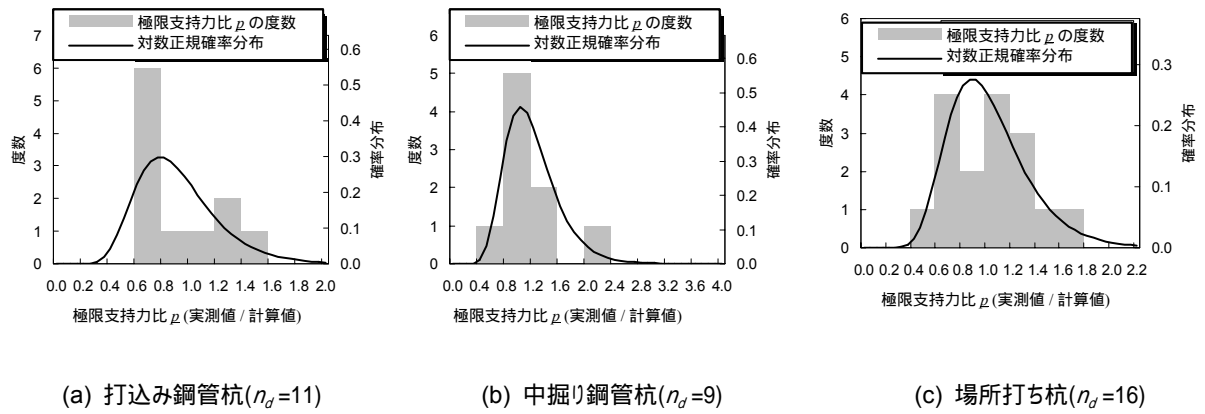


図-2.2.23 極限支持力  $R_u$ に関する支持力比  $\rho$  の度数分布と確率分布

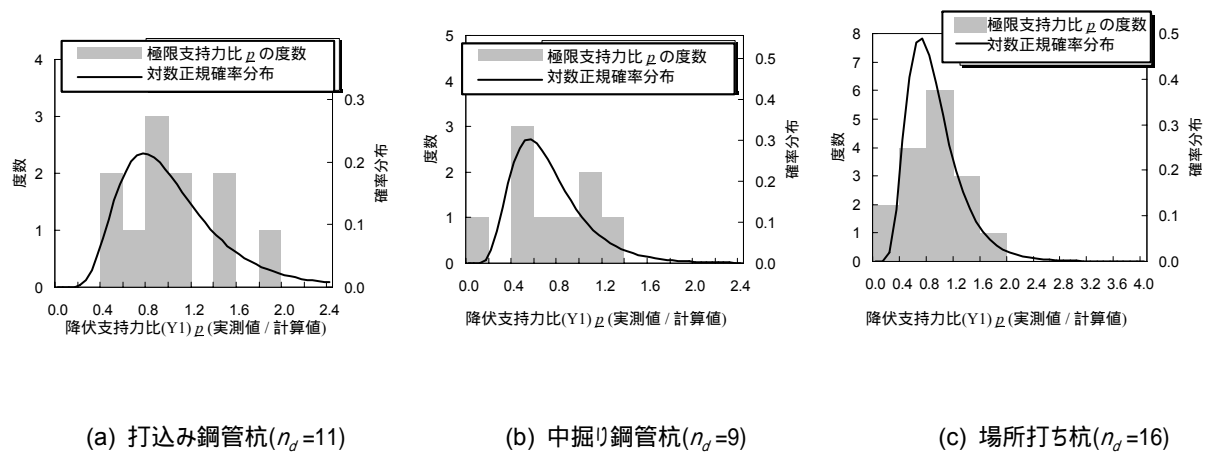


図-2.2.24 降伏支持力  $R_y$ に関する支持力比  $\rho$  の度数分布と確率分布 (ケース Y1)

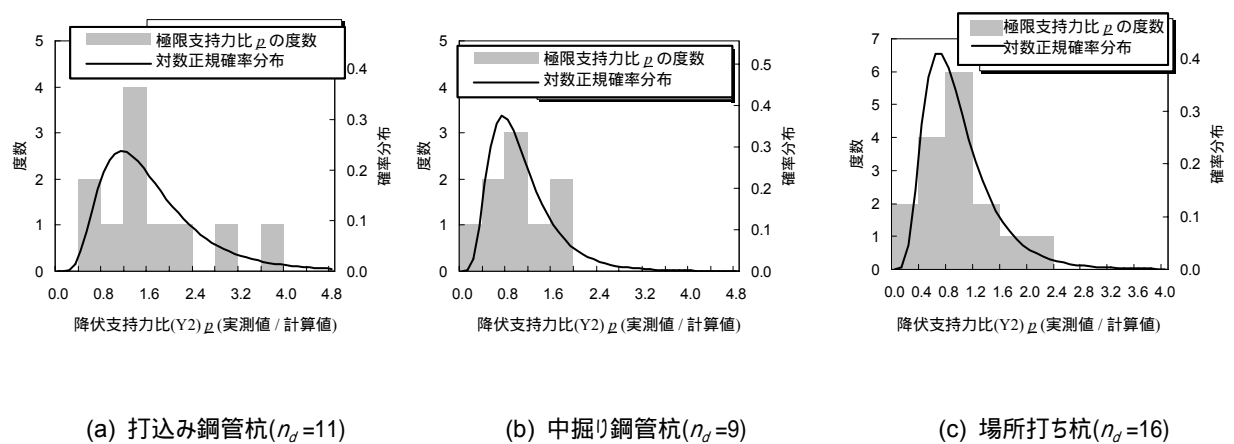


図-2.2.25 降伏支持力  $R_y$ に関する支持力比  $\rho$  の度数分布と確率分布(ケース Y2)

## 2.2.2 水平方向について

### (1)はじめに

これまでも述べてきたとおり、道路橋の設計においては、常時・暴風時およびレベル 1 地震時という橋梁の供用期間中に発生する可能性が高い荷重状態において、橋は健全性を損なわず、橋全体系の力学特性が弾性域を超えていない状態であることが要求される。対応する基礎の限界状態は、基礎に損傷が生じない状態で、また、基礎部材や基礎を支持する地盤の力学特性にも大きな変化が生じない状態である。つまり、基礎について、1) 部材抵抗がその弾性限界を超えないこと、2) 地盤抵抗がその弾性限界を超えないことについて照査されることになる。

道路橋の杭基礎として一般的である、杭長が十分に長く、かつ、支持層等の硬い地盤に先端が貫入されている杭を想定し、地盤面高さで水平力を受けた時の基礎の荷重-変位関係の模式図を図-2.2.26 に示す。まず、杭基礎の抵抗は、地盤抵抗(Soil) と杭体自体(Shaft) の抵抗の連成作用からなる抵抗機構であると見なす。杭体の弾性限界点を X 点、地盤の弾性限界点を A 点で表わすと、仮に杭体の降伏が先行する場合は、図-2.2.26 に示すように荷重-変位曲線上に 2 つの変位急増点(点 A と点 X) が現れることになる。X 点については上記照査項目 1) により、A 点については上記照査項目 2) により、照査されることになる。

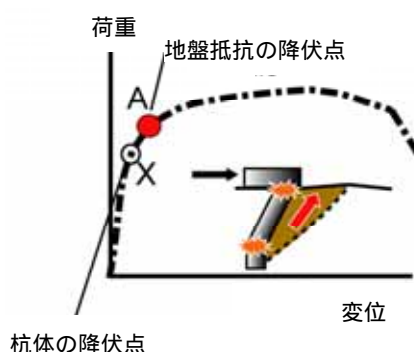


図-2.2.26 水平力を受ける杭の荷重変位関係の模式図

従来より、杭の許容水平変位は経験的な値として取り扱われ、常時 10 mm・レベル 1 地震時 15 mm であった<sup>2)</sup>。しかし、平成 2 年の道路橋示方書の改訂時に、水平方向の弾性限界点として「実設計上無視しうる程度の残留変位しか生じない変位の限界」が定義され、これと関連して杭径の 1%あるいは 15 mm のどちらか大きい方という値が許容水平変位として規定された。この許容値は、水平載荷試験で得られた荷重-変位曲線を多数収集し、弾性限界点について分析され設定されたものである<sup>3)4)</sup>。さらに、石田・大岩<sup>20)</sup>や西谷・龍田<sup>21)</sup>は、従来の手法を踏襲し杭種を限定して分析を行い、杭径の 4%という値を暫定的に提案してきた。

しかし、これらの分析では、荷重-変位曲線上の弾性限界点が地盤抵抗に起因するものか(図-2.2.26 の A 点) または杭材料に起因するものか(図-2.2.26 の X 点) について吟味されていない。確かに、実際には、杭体材料が弾性限界点に達することにより断面諸元が決定されることも多い。

すなわち、杭が杭径の1%あるいは15 mmの変位という状態に達する時、杭体も降伏に達しているかそれに近い状態になっている場合もあると考えられる。そこで、図-2.2.26のA点とX点を区別せず、許容水平変位を杭径の1%あるいは15 mmと設定するのは一つの簡便法である。しかしその一方で、本来、杭種によっては地盤抵抗から決定されるべき許容水平変位が過小評価されている可能性もある。

近年、特に既製杭においては、従来使用されてきた杭に比べて大径化が進み、また同時に、剛性の割に耐力が大きい杭が実用化される状況となってきた。そこで、杭体が本来有する耐力を活かした、より合理的な設計を可能にすることも考えたい。そのために、図-2.2.26とは異なり、地盤の抵抗が先行して限界状態となる、つまり、杭体が降伏していない載荷試験データを分析し、地盤抵抗の弾性限界点に対応する許容変位を評価し直すことにより、これまでより大きな許容変位を設定できる可能性がある。

ここでは、まず、現在の設計基準の常時・暴風時およびレベル1地震時における杭基礎の安定照査の背景と杭の弾性限界点の定義とその工学的な意義について述べる。次に、水平力を受ける杭の抵抗機構が杭体と地盤の抵抗の連成作用であると考えた場合に荷重変位曲線から地盤抵抗の弾性限界点を算定する方法を示す。そして、多数の原位置載荷試験データを分析し、地盤抵抗の弾性限界変位の統計量を評価する。

## (2)弾性限界点の定義とその工学的な意義

橋を構成する各部位の設計においては、限界状態を設定しこれを超えないことを照査するという設計体系、すなわち限界状態設計法が取り入れられている。ここで言う限界状態設計法は、土木学会の包括設計コード(案)<sup>22)</sup>における定義と同様で、「照査すべき限界状態を明確にした設計法」である。わが国における道路橋基礎の限界状態設計法の開発は、当時の道路関係公団の委託により(財)国土開発技術研究センターに昭和63年から平成2年の3カ年にわたり「道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究委員会」が設置されたこと、併せて旧建設省でも土木研究所にて研究が進められたことから本格化した。これらの成果を受け、平成2年の道路橋示方書の改訂にあたり、基礎の安定照査にあつては、基礎の挙動における弾性限界点を照査すべき限界状態とする方針が採られた。この思想は、平成14年に改訂された道路橋示方書においても継承されている。

杭の水平方向の挙動も鉛直方向の挙動と同様に、本来その初期の時点から非線形挙動を示す。しかし、載荷点の残留変位が急増する限界点を弾性限界点と定義すれば、載荷試験結果から平均で杭径の4%程度の変位に対応する点であると想定されたことから、この限界点を念頭に、設計における許容変位を杭径の1%あるいは15 mmのどちらか大きい方とされた。杭基礎の設計計算モデルにおける地盤抵抗は、深さ方向に一樣な線形の地盤反力係数 $k_H$ でモデル化される。この時、地盤反力係数 $k_H$ の推定式は、杭頭での荷重変位曲線に関して杭頭変位が許容変位に達した時の荷重 $P_y$ が再現されるように設定されている。設計実務においては、この地盤反力係数 $k_H$ を用いて設計地盤面における変位を求め、その変位を許容変位以下にすることによって、各杭に対する地盤の水平抵抗が弾性挙動とみなせる範囲内にあるということが照査されていることになる。このような考え方は、既に平成2年以前においても岩津・三木<sup>23)</sup>によっても指摘されている。

ここでも、基本的には、道路橋示方書<sup>2)</sup>で導入された許容水平変位を求めた研究と同様の手法



3) 4)で、荷重-変位曲線上の弾性限界点を評価する。同様に、検討に用いる単杭の載荷試験も、ほとんど全てが杭頭自由条件で行われたものである。異なる点は、杭体が弾性挙動する状態において、地盤抵抗の弾性限界点に着目し、それを評価しようとするところにある。

一般的に、荷重-変位曲線上の弾性限界点を荷重-変位曲線から明確に定義することはできないが、荷重-変位曲線の初期勾配から二次勾配へ移行する点として考えることができる(例えば3) 24)。この移行点を見つける手段として、1) 荷重-変位曲線を観察し変位が急増する点を見つけ出しそれを弾性限界点とする工学的な方法、2) 荷重-変位曲線を数学的にフィッティングし得られる降伏荷重に対応する点を弾性限界点とする数学的な方法が考えられる。しかし、1) の工学的な方法では、数学的な方法よりも人為的誤差が入りやすく、特に多数の載荷試験を取り扱うような場合は、その影響が弾性限界点の統計データに与える影響が大きい。そこで、本論文も Weibull 分布曲線式を用いた 2) の数学的な方法を用いる。

ここでは、数学的な方法である Weibull 分布曲線式を用いて弾性限界点を分析しているが、数学的な方法で得られる弾性限界点の工学的な意味を、基礎に過大な残留変位を残さないという観点からも明らかにしておく。

残留変位急増点を求める方法は、以下のとおりである。この方法には、繰返し載荷過程のデータが必要である。図-2.2.27(a) はある繰返し載荷試験の荷重変位曲線である。この荷重変位曲線の載荷ステップ [1]-[1] ~ [5]-[5] における最大荷重時の変位( $y_p$ ) と荷重  $P = 0$  に戻した時の残留変位( $y_r$ ) をそれぞれ抽出し、最大荷重時の変位  $y_p$  を横軸に、荷重  $P = 0$  に戻した時の残留変位  $y_r$  を縦軸に示したものが図-2.2.27(b) である。この図より、載荷変位レベル  $y_p$  が  $y_{y1}$  に達した時、残留変位  $y_r$  が急増し始めると判断する。そして、この残留変位急増点の変位  $y_{y1}$  を弾性限界変位と見なすことができる。なぜなら、もし杭がこの閾値を超えなければ、地盤抵抗は可逆的と見なせ、繰返し作用する荷重に対して常に一定の地盤抵抗が期待でき、顕著な残留変位が発生しないと考えられるからである。以下、繰返し載荷試験における残留変位急増点の変位を  $y_{y1}$  と表記する。次に、図-2.2.27(c) に示すように、Weibull 分布曲線式を用いて弾性限界変位  $y_{y0}$  を求める。そして、 $y_{y1}$  と  $y_{y0}$  の比、 $\lambda_{py} = y_{y1} / y_{y0}$  を求める。以下、 $\lambda_{py}$  を弾性限界変位レベル比と呼ぶ。

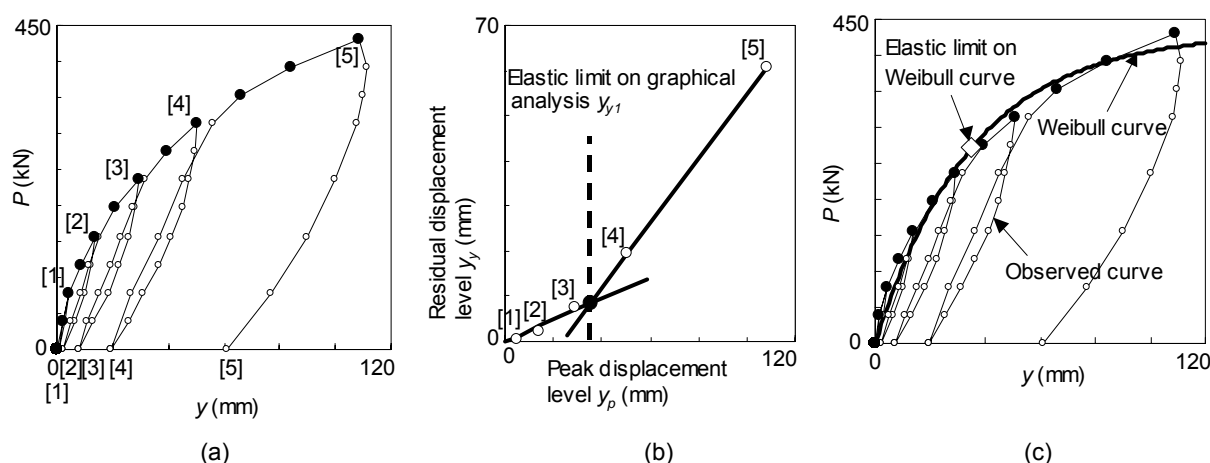
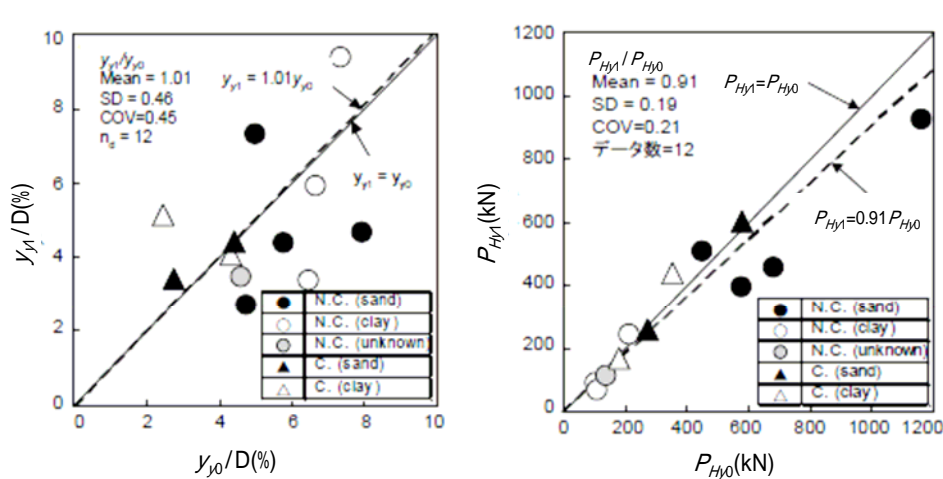


図-2.2.27 繰返し載荷試験の残留変位急増点から推測する工学的な方法



(a) 弾性限界変位レベルの比較

(b) 弾性限界荷重の比較

図-2.2.28 Weibull 分布曲線式における降伏点から求めた弾性限界点と繰返し載荷実験における

残留変位急増点から求めた弾性限界点の比較 (N.C.: 非複合杭, C.: 複合杭)

同様の作業を他の載荷試験データに対しても行う。なお、非複合杭・複合杭の区分は、(4) に示すとおりである。図-2.2.27 のような繰返し載荷試験結果である 12 データを用いて分析した結果は図-2.2.28(a) に示すように、弾性限界変位レベルを比較した結果である弾性限界変位レベル比  $\lambda_{py} (= (y_{yl} / D) / (y_{y0} / D) = y_{yl} / y_{y0})$  の統計量は、平均値  $M = 1.01$ 、変動係数  $CV = 0.45$  である。

また、弾性限界荷重についても、ここで行った弾性限界変位レベルの比較と同様の分析を行う。Weibull 分布曲線式より算出した弾性限界荷重  $P_{Hy0}$  と残留変位急増点に対応する荷重  $P_{Hy1}$  の比である弾性限界荷重比  $\lambda_p (= P_{Hy0} / P_{Hy1})$  の統計量は、図-2.2.28(b) に示すように、平均値  $M = 0.91$ 、変動係数  $CV = 0.21$  である。

以上、岡原ら<sup>3)</sup>の研究で得られたのと同様に、Weibull 分布曲線式により求めた弾性限界点は、残留変位急増点から求まる弾性限界点とほぼ一致することが確認された。

### (3) 弾性限界点に着目した水平方向地盤反力係数の設定と推定精度

杭基礎の水平方向の安定照査は、杭頭における水平変位を照査指標に(2)で確認された弾性限界点に達するか否かによって行われる。このためには弾性限界点に達するまでの杭基礎の応答変位を解析するに相応しいモデルを構築する必要があり、地盤の水平抵抗をモデル化する必要がある。杭に水平変位が生じた場合に杭に作用する土圧を、便宜的に杭軸直角方向の単位面積あたりに表したものが杭の水平地盤反力と称されるものである。この水平地盤反力を水平変位と関係付け、当該深さにおける単位面積に対する水平地盤反力度と水平変位の比として水平方向地盤反力係数  $k_H$  が定義されている。

既に述べたとおり水平方向の荷重-変位関係についても非線形性を有するために、着目する変位量によって水平方向地盤反力係数が異なる。そのため、荷重強度と変位の比で表される  $k_H$  につい

ても非線形性を有している。道路橋示方書や港湾の施設の技術上の基準<sup>9)</sup>、鉄道構造物等設計標準<sup>25)</sup>における考え方は、地盤反力は杭の変位の関数とするものであり、その基本式は次のようである。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P_G = 0 \quad (2.2.18)$$

$$P_G = pD = Dkx^{\nu_1} y^{\nu_2} \quad (2.2.19)$$

ここに、 $EI$  = 杭の曲げ剛性、 $y$  = 杭の水平変位、 $x$  = 地表面からの深さ、 $P_G$  = 深さ  $x$  における単位深さあたりの地盤反力、 $p$  = 深さ  $x$  における単位面積あたりの地盤反力、 $D$  = 杭幅、 $k$  = 地盤物性によってきまる比例定数、 $\nu_1$  ,  $\nu_2$  = 定数である。荷重-変位関係の非線形性を追及するためには、式(2.2.18) の微分方程式を数値的に解く必要がある。また、久保は、実験結果に基づき、杭と地盤の非線形性を考慮した単杭の断面力算出方法を提案している<sup>26) 27)</sup>。一方、道路橋示方書では、 $\nu_1 = 0$ ,  $\nu_2 = 1$  とする林-Chang の式に基づいている。林-Chang の式では  $\nu_1 = 0$  とすることにより、地盤反力係数が深さ方向に一定であると仮定している。これは、実地盤では深さ方向に複雑な地盤構成が形成されており、この不均一性を考慮して計算することは実務的ではなく、杭頭部分における変位に着目し、この部分における変位に等価な  $k$  値を想定することが実務的であると考えられたためである<sup>28-31)</sup>。また、この方法で求める場合には、着目する変位レベルを決定する必要がある。前節で述べたように、道路橋示方書では弾性限界点に着目し、荷重-変位曲線上で相当する点と原点を通る直線の勾配を求め、この値から地盤反力係数を算出することとしている。すなわち、弾性限界点を  $y_l$ 、そのときの荷重を  $P_{Gl}$  とすると、

$$P_{Gl} = Ky_l \quad (2.2.20)$$

となり、式(2.2.20) で割線剛性  $K$  を求めることができる。ちなみに、地中に埋め込まれた杭で杭頭が自由の条件では、林-Chang の式により割線剛性は次式で表される<sup>32)</sup>。

$$K = 2EI\beta^3 \quad (2.2.21)$$

ここに、 $1/\beta$  は杭の水平抵抗に寄与する地盤の主たる長さとして、次式で求められる。

$$1/\beta = 1/3 \sqrt{\frac{K}{2EI}} = 1/3 \sqrt{\frac{P_{Gl}}{2EIy_l}} \quad (2.2.22)$$

また、道路橋示方書では、 $\beta$  は以下の通り定義されている。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad (2.2.23)$$

したがって、杭の載荷試験により荷重-変位曲線が得られれば、着目した変位における水平方向の地盤反力係数  $k_H$  は次式で求めることができる。

$$k_H = \frac{4EI \left( \sqrt[3]{\frac{P_{G1}}{2EI y_l}} \right)}{D} \quad (2.2.24)$$

一方、設計においては、地盤調査から得られる変形係数と杭の諸元を用いて、 $k_H$ を推定することとなる。この方法では、地盤調査の結果得られる地盤そのものの力学的な特性を捉えた変形係数  $E_0$  を、 $E_0$  と  $k_H$  値との相関関係式に代入して求められる。この推定式の推定精度については、前述した載荷試験の結果得られる  $k_H$  をもって確認することができる。

$$k_H = k_{H0} \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (2.2.25)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \quad (2.2.26)$$

$$k_H' = k_H \left( \frac{y'}{y} \right)^{-1/2} \quad (2.2.27)$$

ここに、 $k_H$  = 水平方向地盤反力係数(kN / m<sup>3</sup>)、 $B_H$  = 換算載荷幅 (m) (杭基礎の場合:  $B_H = (D / \beta)$ )、 $\alpha$  = 表-2.2.11 に示す地盤反力係数の推定に用いる係数、 $E_0$  = 表-2.2.11 に示す方法で推定した地盤の変形係数(kN / m<sup>2</sup>) である。また、 $k_H'$  = 着目する変位量に対する水平方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)、 $y'$  = 着目する変位量 (m)、 $y$  = 許容変位量に相当する変位量で杭径の 1% (m) である。

表-2.2.11 変形係数  $E_0$  と係数  $\alpha$

変形係数 $E_0$ の推定方法	$\alpha$	
	常時	地震時
直径 0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数 ( $E_p$ ) の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数 ( $E_c$ )	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数 ( $E_b$ )	4	8
標準貫入試験の $N$ 値より $E_0 = 2800N$ で推定した変形係数	1	2

式(2.2.26) は、吉田らの検討に基づいて定められた基本式であり<sup>29) 33)</sup>、砂質土および粘性土地盤で実施された水平方向の平板載荷試験結果<sup>34)</sup>から、求められる変形係数と地盤反力係数との関係について分析し提案されたものである。深い位置における地盤反力係数を推定するためには、平板載荷試験以外の地盤調査法によって推定される変形係数を用いる必要があり、平板載荷試験から求められる変形係数と孔内水平載荷試験、室内一軸・三軸試験、標準貫入試験から求められる変形係数との関係を  $\alpha$  という係数で補正する方法がとられている。このように、 $k_H$  の推定精度には、変形係数の推定精度も大きく寄与することとなる。

$k_H$  は載荷幅に依存することは古くから知られており、数多くの検討がなされてきた<sup>27) 29) 34~37)</sup>。式(2.2.25) は吉中の検討に基づいて提案された式である。また、式(2.2.27) は  $k_H$  値のひずみ依存性を表したものである。式(2.2.27) は、道示における杭基礎の設計には用いられていないが、杭基礎設計便覧<sup>5)</sup>において水平変位の制限を緩和する際に非線形性を補正するために用いられている。

#### (a) 現行の推定式の設定根拠

載荷幅依存性については、土木研究所資料第 299 号にその根拠が示されており、砂質土および粘性土地盤における平板載荷試験から定められた<sup>34)</sup>。実験概要を図-2.2.29 に示す。同図に示すように、載荷面積の異なる複数の円形載荷板を砂質土、粘性土地盤内に垂直に設置して載荷板に対して直角方向に荷重を載荷し、載荷重と載荷板の変位を計測したものである。砂地盤は、土木研究所内の実験土層(深さ 4 m, 長さ 8 m, 幅 5 m) に作製された実験地盤であり、粘性土地盤は土木研究所内(当時、千葉支所内)の原地盤(関東ローム)である。

実験で得られた荷重-変位曲線の一例を図-2.2.30 に示す。全ての実験結果について、この荷重-変位曲線から  $k_H$  が算出されるが、文献<sup>34)</sup>では、 $k_H$  は、荷重が降伏荷重  $P_y$  よりも小さい領域において、荷重-変位関係が直線であるとみなせるときの勾配として整理している。次に、基準となる載荷幅( $L = 0.3$  m) のときの  $k_H$  を基準とし、載荷幅が 0.3 m 以外の時の  $k_H$  が、どの程度異なるかを評価する。載荷幅( $L = 0.3$  m) のときの  $k_H$  を  $k_{H30}$ 、載荷幅が 0.3 m 以外の時の  $k_H$  を  $k_H'$  とし、その比率( $k_H' / k_{H30}$ ) を縦軸に、載荷幅  $L$  を横軸にとったときの関係を図-2.2.31 に示す。同図に示されるように、( $k_H' / k_{H30}$ ) と載荷幅  $D$  は式(2.2.25) の関係にあることが確認されて、現在でも多くの基準においてこの結果が採用されている。

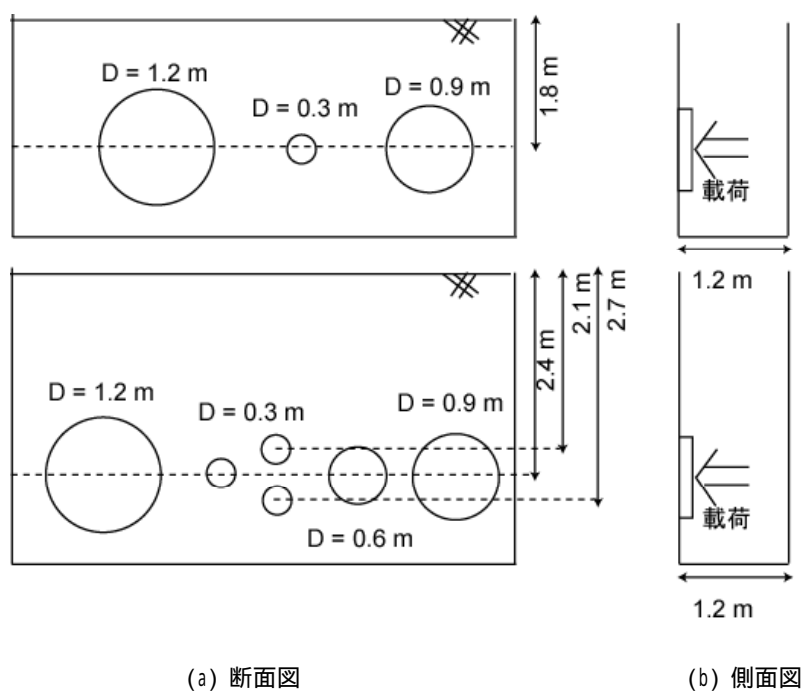


図-2.2.29 土木研究所資料第 299 号における平板載荷実験概要

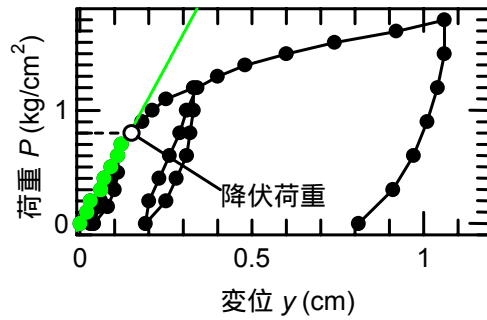


図-2.2.30 土木研究所資料 299 号における平板載荷実験結果例と  $k_H$  の評価方法

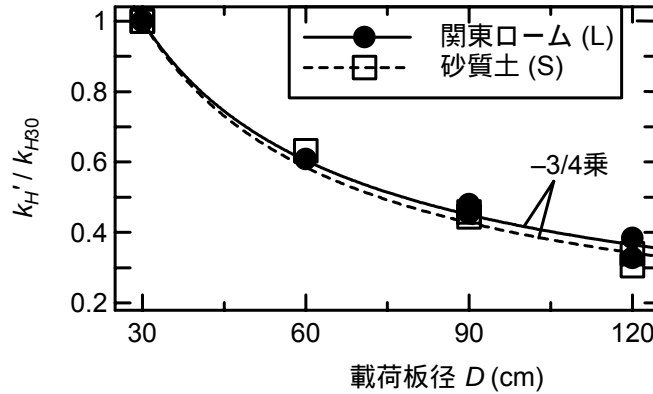


図-2.2.31 載荷幅  $D = 0.3\text{m}$  のときの  $k_{H30}$  と載荷幅が  $0.3\text{ m}$  以外の時の  $k_H$  の比( $k_H / k_{H30}$ ) と載荷幅  $L$  の関係

ひずみ依存性の検討については、例えば、今井の検討がある<sup>30) 31)</sup>。今井は、数多くの杭の水平載荷試験について、杭頭水平変位  $y = 1\text{ cm}$  のときの  $k_H$  を  $k_{H0}$  とし、任意の変位量  $y$  が生じたときの  $k_H$  との比率( $k_H / k_{H0}$ ) と変位量  $y$  の関係を調べている。その結果、図-2.2.32 に示すように、 $-1/2$  乗に比例することが確認されている。

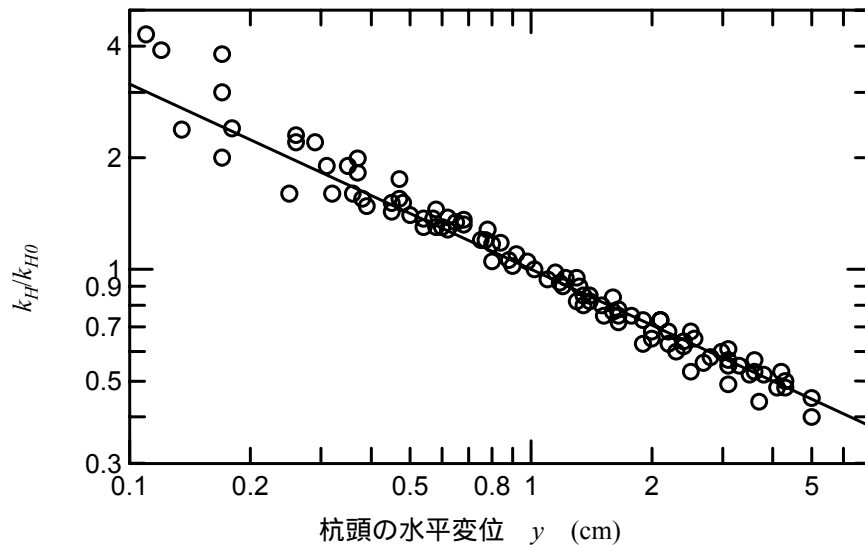


図-2.2.32 杭頭部の水平変位  $y$  と( $k_H / k_{H0}$ ) の関係

常時と地震時における係数  $\alpha$  の違いについては、文献<sup>38)</sup>では、常時と地震時の  $k_H$  の評価方法として、常時の  $k_H$  は平板載荷試験における処女勾配である一方、地震時の  $k_H$  は繰返し曲線の勾

配から求めたものに相当するとされている。そして、実験結果より、両者の比は 1:2 ~ 1:4 程度になることが確認されているため、その最小値として常時と地震時の  $k_H$  の比を 1:2 と定めている(図-2.2.33 参照)。古くは、土の変形特性は、地震時における動的変形特性と常時における静的変形特性に分けて議論されてきた。当時は、両者の関係は必ずしも明確にされたわけではなかったが、現在では、土の変形特性は、ひずみレベルに関連付けて整理できる可能性が示されており、例えば、動的な変形特性を把握する場合は微小ひずみレベルの土の特性を確認する必要がある。文献<sup>38)</sup>において検討されていた当時は、変形特性とひずみレベルとの関係に関する知見は無かったが、除荷開始直後の勾配は微小ひずみの剛性に近いと考えられる。

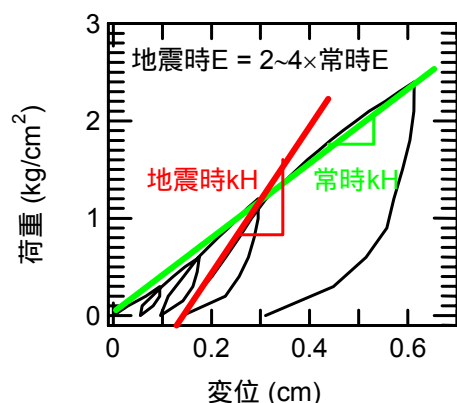


図-2.2.33 常時と地震時の  $k_H$  の考え方

次に、変形係数の評価方法について述べる。地盤の変形係数を求めるためには、さまざまな地盤調査方法がある。これらの試験方法による変形係数については発生しているひずみの大きさやデータ処理時に結果として着目されるひずみの大きさが試験方法によって異なるため、必然的に同じ地盤に対しても値が異なっている。基本的には平板载荷試験結果から得られる変形係数を推定することを意図しており、道路橋示方書では式(2.2.26)に示すとおり、地盤反力係数の算定に当たって、 $\alpha$  という補正係数を用いて試験法の違いによる変形係数の違いを補正している。

まず、孔内水平载荷試験から求めた変形係数  $E_c$  と平板载荷試験から求めた変形係数  $E_p$  との関係について整理すると、図-2.2.34 に示されるとおり、平板载荷試験で基準となる  $D = 0.3$  m の時の結果を見ると、ほぼ  $E_p / E_c = 4$  程度であることが確認されている。縦軸は  $E_p / E_c$ 、横軸は载荷幅  $D$  をとったものである。

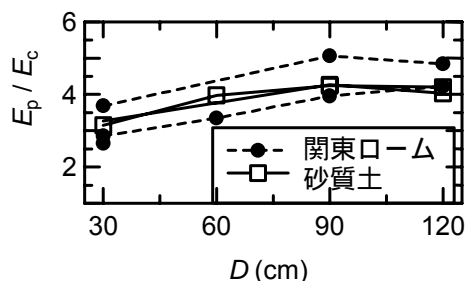


図-2.2.34 平板载荷試験から求めた変形係数  $E_p$  と孔内水平载荷試験から求めた変形係数  $E_c$  の関係

次に、孔内水平載荷試験から得られる変形係数  $E_c$  と室内試験から得られる変形係数  $E_b$  の関係について説明する。この関係も文献<sup>34)</sup>で検討されており、図-2.2.35 に示すように両者はほぼ比例関係にあることが確認されている。

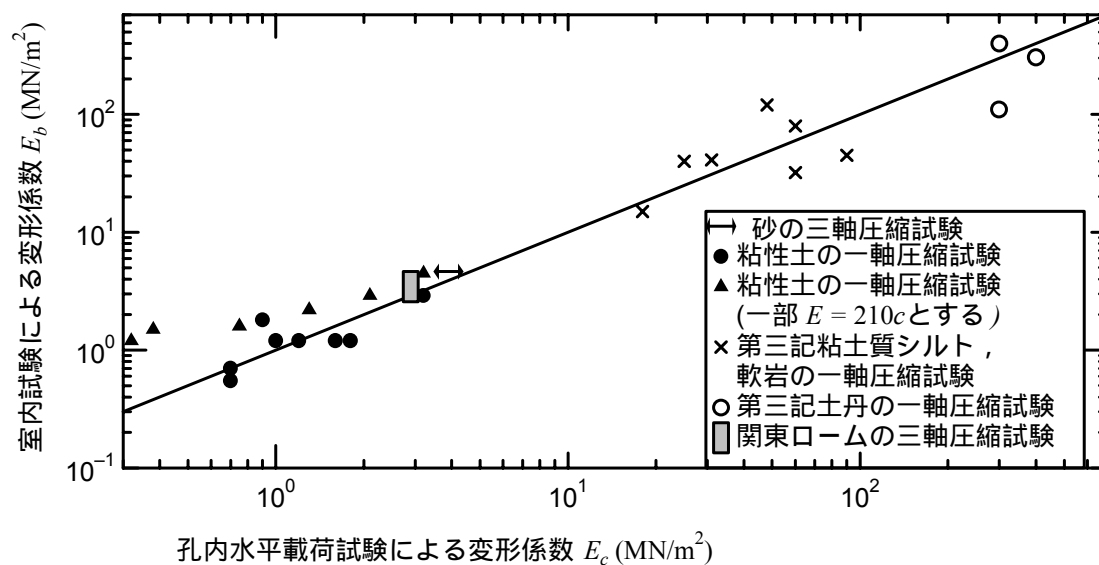


図-2.2.35 室内試験から求めた変形係数  $E_b$  と孔内水平載荷試験から求めた変形係数  $E_c$  の関係

さらに、孔内水平載荷試験から得られる変形係数  $E_c$  と  $N$  値との関係について、両者の関係を図-2.2.36 に、統計量を表-2.2.12 に示す。地盤種別による違いを評価せず全地盤について見てみると、 $E_c = 700N$  の関係にあることが確認されている。図-2.2.33 で見たように、孔内水平載荷試験から求めた変形係数  $E_c$  と平板載荷試験から求めた変形係数  $E_p$  は 1:4 の関係にあるので、 $N$  値と  $E_p$  の関係は、 $E_p = 2800N$  となる。ただし、図-2.2.36 に示すように、当時は粘性土地盤についてはデータがほとんどなく、文献<sup>34)</sup>においても、 $E_p = 2800N$  の関係は粘性土地盤以外に適用されるべきであると言及されている。



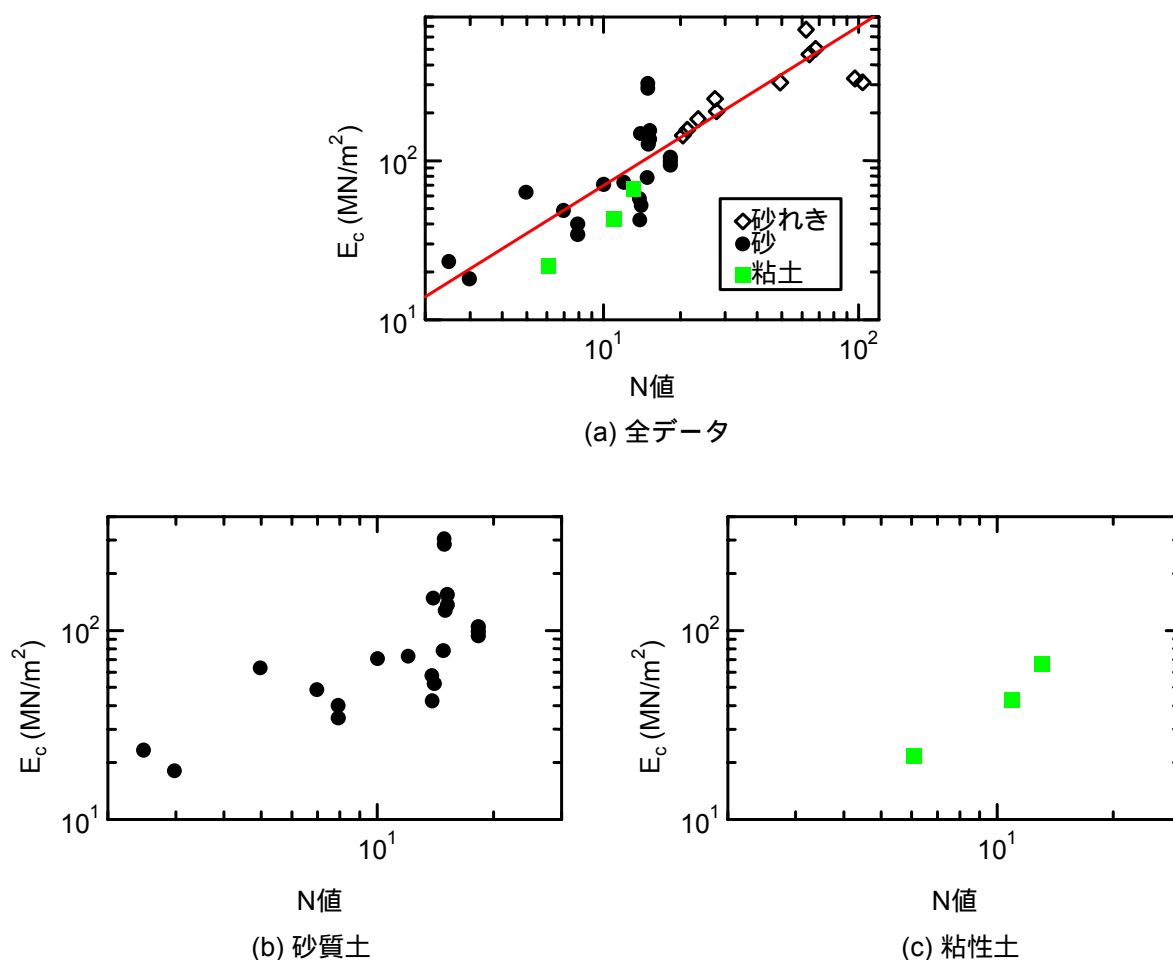


図-2.2.36  $N$ 値と孔内水平載荷試験から求めた変形係数  $E_c$ の関係

表-2.2.12 土木研究所資料 299 に示される  $E_c=700N$ 関係における統計量

	砂質土	粘性土	全データ (土質区分なし)
データ数	21	3	55
平均値	1.139	0.600	1.087
変動係数	0.582	0.178	0.522

#### (b) 現行推定式の予測精度の評価

このように、地盤と構造物との相互作用については、幾多の関係式の積み重ねを経て評価されていることがわかる。ここで、現行の予測式から求めた  $k_H$  が杭の水平載荷試験から得られる  $k_H$  をどの程度の精度で予測できるかについて確認する。さらには、これまでに蓄積された最新のデータをもとに、推定精度の向上を試みる。以降において、予測式から求めた  $k_H$  を計算値、水平載荷試験から求めた  $k_H$  を実測値と呼ぶ。

水平載荷試験結果は土木研究所が所有するものであり、本検討で利用したデータは、基本的に (4) で用いた条件と同じであるが、地盤データ(土層構成,  $N$  値) があること、杭基礎設計便覧<sup>5)</sup>に記載された工法であること、試験が荷重保持されたものであり荷重保持後のデータが明確に分かるものに限定している。

逆算  $k_H$  値の算出のために必要な  $N$  値は、一般には杭の水平方向の挙動に影響すると考えられている地盤面より  $1/\beta$  の範囲の平均値とされることが多い。このため、載荷試験データにおける  $1/\beta$  がどの程度の範囲にあるかを検討する。ここで  $\beta$  は、載荷試験の荷重-変位曲線から割線剛性  $K_{i\%}$  を求め(図-2.2.37 参照)、これを式(2.2.28) に示す林-Chang の式の関係から逆算して求めた。なお、着目する変位量は、4 章の照査基準値も念頭におき、杭径の 1%・2%・3.5%の 3 通りを考慮した。

$$K_{i\%} = \frac{3EI\beta^3}{(1 + \beta h_p)^3 + 0.5} \quad (2.2.28)$$

ここに、 $EI$  は杭の曲げ剛性( $\text{kN}\cdot\text{m}^2$ )、 $h_p$  は設計上の地盤面から上の杭長(m) である。結果を図-2.2.38 に示す。杭の水平挙動を検討対象とする水平載荷試験結果の  $1/\beta$  はおよそ杭頭から 2~5 m 程度(=  $4D \sim 6D$ ,  $D$ : 杭径) に大部分が分布していることがわかる。

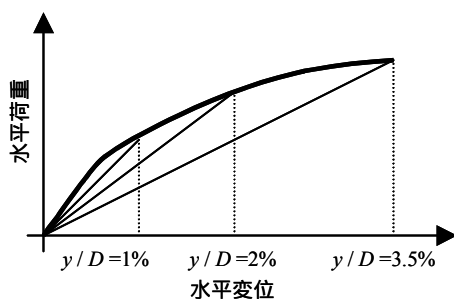
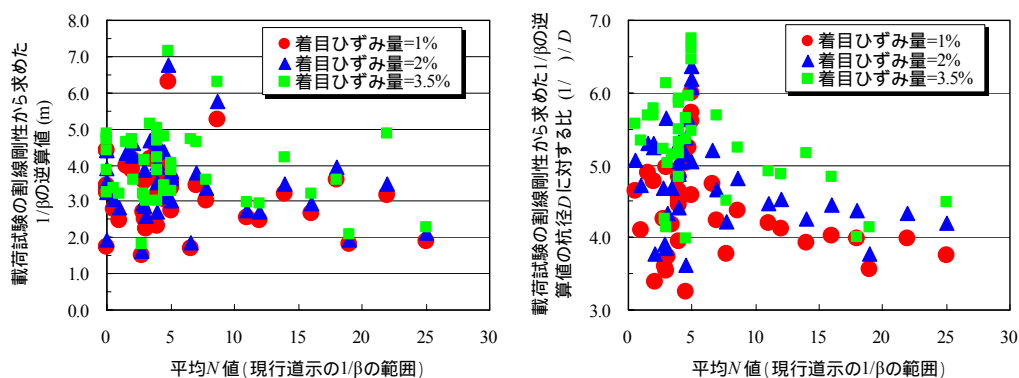


図-2.2.37 着目ひずみ量ごとの割線勾配算出の概念図



(a)  $1/\beta$  と平均  $N$  値の関係

(b)  $1/\beta$  の杭径に対する比と平均  $N$  値の関係

図-2.2.38 載荷試験データの  $1/\beta$  の逆算値

図-2.2.39 に杭頭から  $4D \cdot 6D$  の範囲の平均  $N$  値を求めた結果を示す。同図に示す土質区分は、それぞれの範囲の中に占める土質のうち最も層厚の大きいものに着目して行った。平均  $N$  値を求める範囲を変えても、それほど  $N$  値が変わらない軟弱な地盤条件もあるが、砂質地盤にあっては範囲を変えることにより  $N$  値が 5 以上変わる地盤条件も含まれている。

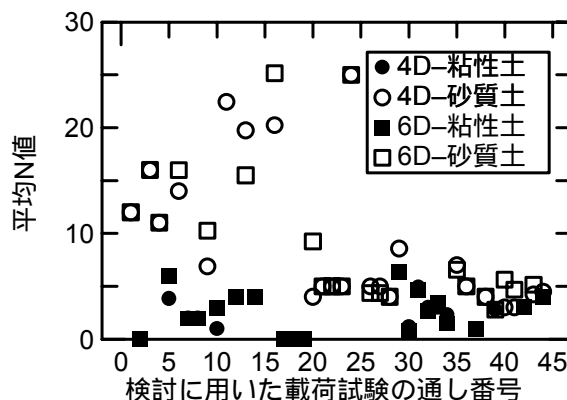


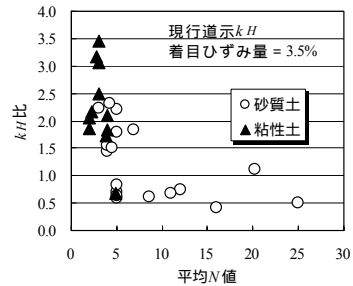
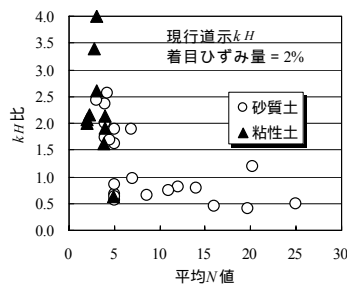
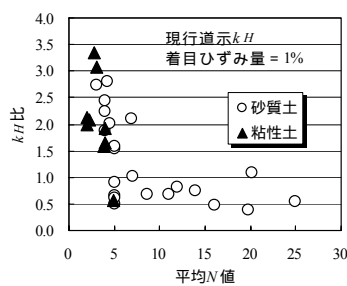
図-2.2.39 载荷試験データの平均  $N$  値

$k_H$  比( = 実測値 / 計算値の比率) を整理するにあたって、4 章の照査基準値を念頭におき、着目する変位量を杭径の 1%・2%・3.5%と変化させた。表-2.2.13 , 2.2.14 および図-2.2.40 , 2.2.41 に  $k_H$  比の検討結果を示す。

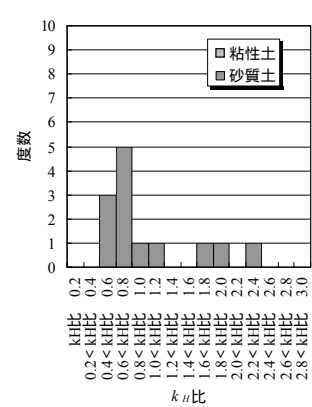
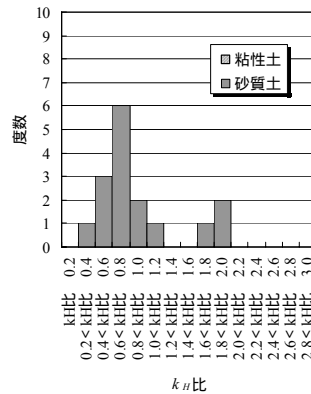
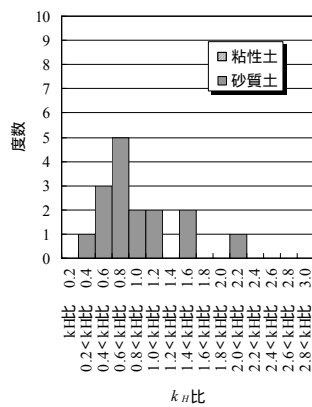
$N$  値 5 の砂質土のデータについては平均値が 1 に近く(0.82 ~ 1.10)、変動係数が 0.47 ~ 0.61 となっており、地盤種別や  $N$  値を区分しない場合に比較して推定精度は高いことがわかる。一方、 $N$  値 < 5 の砂質土・粘性土について見てみると、平均値が砂質土は 2 ~ 3、粘性土は 3 ~ 8 と非常に大きな値が得られており、全般的に予測精度が悪いことがわかる。特に、粘性土については、変動係数が 100%以上となっており、 $N$  値による現行の推定式の予測精度は極めて悪いことがわかる。評価する地盤の範囲や着目する変位量の如何によらず、上記の通り確認された傾向は、それほど変わらないことも確認された。

表-2.2.13 現行道式による  $k_H$  の推定誤差 ( $k_H$  比) の統計量 杭頭から 4D の範囲の平均  $N$  値

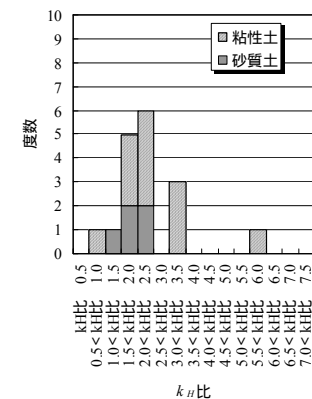
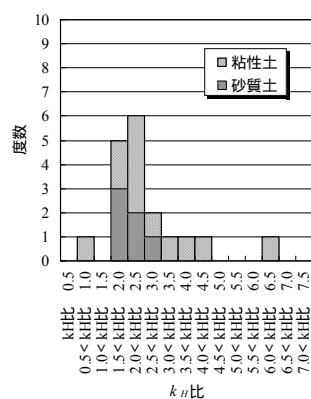
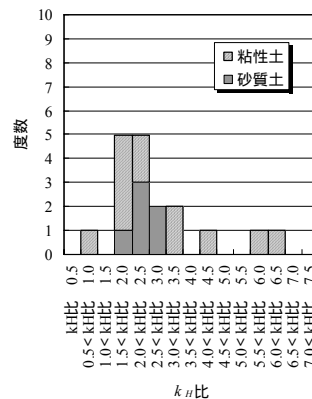
着目ひずみ量		砂質土			粘性土			土質区分なし		
		N値5以上	N値5未満	ALL	N値5以上	N値5未満	ALL	N値5以上	N値5未満	ALL
1%	データ数	16	6	22	0	14	14	16	20	36
	平均値	0.896	0.352	1.293	-	4.337	4.337	0.896	3.742	2.477
	標準偏差	0.474	0.377	0.797	-	4.068	4.068	0.474	3.498	2.965
	変動係数	0.529	0.160	0.616	-	0.938	0.938	0.529	0.935	1.197
	最小値	0.392	1.871	0.392	-	0.565	0.565	0.392	0.565	0.392
	最大値	2.109	2.797	2.797	-	13.333	13.333	2.109	13.333	13.333
2%	データ数	16	6	22	-	14	14	16	20	36
	平均値	0.914	2.126	1.244	-	3.969	3.969	0.914	3.416	2.304
	標準偏差	0.485	0.376	0.712	-	3.429	3.429	0.485	2.972	2.547
	変動係数	0.530	0.177	0.572	-	0.864	0.864	0.530	0.870	1.105
	最小値	0.395	1.691	0.395	-	0.623	0.623	0.395	0.623	0.395
	最大値	1.886	2.559	2.559	-	12.253	12.253	1.886	12.253	12.253
3.5%	データ数	13	5	18	-	13	13	13	18	31
	平均値	0.971	1.814	1.205	-	2.993	2.993	0.971	2.666	1.955
	標準偏差	0.584	0.421	0.658	-	2.061	2.061	0.584	1.827	1.658
	変動係数	0.602	0.232	0.546	-	0.689	0.689	0.602	0.685	0.848
	最小値	0.418	1.452	0.418	-	0.675	0.675	0.418	0.675	0.418
	最大値	2.205	2.324	2.324	-	8.566	8.566	2.205	8.566	8.566



N 値 5



N 値 < 5



(a) 着目ひずみ量 = 1%

(b) 着目ひずみ量 = 2%

(c) 着目ひずみ量 = 3.5%

図-2.2.40 現行道式による  $k_H$  比と平均  $N$  値の関係,  $k_H$  比の度数分布 杭頭から 4D

表-2.2.14 現行道示式による  $k_H$  の推定誤差( $k_H$ 比) の統計量 杭頭から 6D の範囲の平均  $N$  値

着目ひずみ量		砂質土			粘性土			土質区分なし		
		N値5以上	N値5未満	ALL	N値5以上	N値5未満	ALL	N値5以上	N値5未満	ALL
1%	データ数	15	6	21	2	13	15	17	19	36
	平均値	0.861	2.129	1.224	0.955	4.073	3.657	0.872	3.459	2.237
	標準偏差	0.455	0.637	0.768	0.029	3.475	3.399	0.427	3.004	2.538
	変動係数	0.528	0.299	0.628	0.030	0.853	0.930	0.489	0.869	1.134
	最小値	0.477	1.685	0.477	0.935	0.607	0.607	0.477	0.607	0.477
	最大値	2.249	3.370	3.370	0.975	13.062	13.062	2.249	13.062	13.062
2%	データ数	15	6	21	2	13	15	17	19	36
	平均値	0.844	2.116	1.207	0.951	3.706	3.339	0.856	3.204	2.095
	標準偏差	0.398	0.678	0.757	0.073	2.894	2.850	0.375	2.508	2.171
	変動係数	0.472	0.320	0.627	0.077	0.781	0.853	0.438	0.783	1.036
	最小値	0.448	1.500	0.448	0.900	0.670	0.670	0.448	0.670	0.448
	最大値	2.058	3.416	3.416	1.003	10.486	10.486	2.058	10.486	10.486
3.5%	データ数	11	6	17	2	12	14	13	18	31
	平均値	0.819	2.032	1.247	0.957	3.329	2.990	0.840	2.896	2.034
	標準偏差	0.403	0.721	0.788	0.167	2.579	2.525	0.374	2.203	1.967
	変動係数	0.492	0.355	0.632	0.175	0.775	0.844	0.445	0.761	0.967
	最小値	0.418	1.366	0.418	0.838	0.725	0.725	0.418	0.725	0.418
	最大値	1.869	3.180	3.180	1.075	8.569	8.569	1.869	8.569	8.569

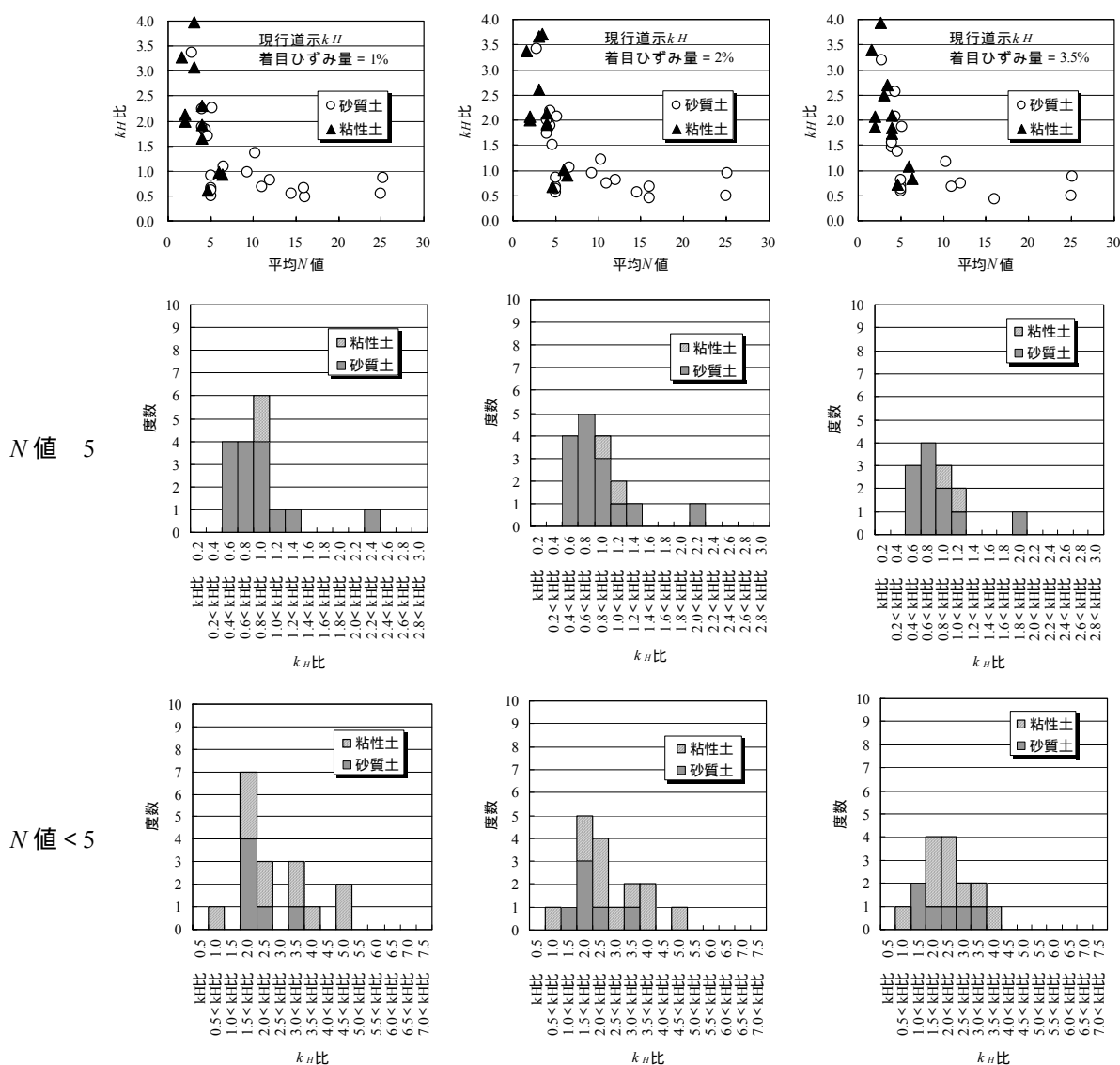


図-2.2.41 現行道示式の  $k_H$  比と平均  $N$  値の関係,  $k_H$  比の度数分布 杭頭から 6D

### (c) 現行推定式の見直し

既往の載荷幅依存性の検討に用いられた  $k_H$  は、図-2.2.30 に示すように初期にほぼ線形とみなせる範囲の勾配から求めたものであるが、その勾配の評価は載荷試験結果から客観的に安定して行うことが難しい。このため、道路橋示方書では、繰返し勾配から求めることを推奨している。また、除荷経路を用いる場合、微小ひずみ時の地盤そのものの剛性が反映されるものと考えられ、地盤工学的な解釈も行いやすい。そこで、ここでは、現行の道路橋示方書で推奨している評価方法によった場合に、載荷幅依存性がどのように変わるのかを確認した。

後述するように、現行の設計基準における地盤反力係数推定式は土のひずみレベル依存性を考慮していないが、本来、土の変形特性はひずみレベルに依存するものであるため、厳密に言えば変形係数および載荷幅依存性の設定方法にはひずみレベルの違いを考慮する必要がある。緒方らは応力・ひずみレベル依存性を考慮した場合の載荷幅依存性を実験的・解析的に検討している。その結果、着目するひずみレベルによっては必ずしも $-3/4$ 乗とはならないことが報告されている<sup>37) 38)</sup>。今後、データの蓄積や載荷試験結果の予測精度の確認等が行われ、設計モデルとしての確立が期待されるが、本文では現行道示のモデルに従ってひずみレベル依存性を考慮せず、土木研究所資料第 299 号と同様の方法で再検討することにする。

検討に用いたデータは、現行の予測式の根拠となったデータである土木研究所資料第 299 号のデータに加え、文献<sup>39)~41)</sup>に掲載されているデータも活用した。全てのデータについて、図-2.2.42 に示すように、除荷勾配と再載荷勾配をもとめ  $k_H$  とした。除荷勾配、再載荷勾配の定義は以下のとおりである。

除荷勾配・・・除荷開始点とそのサイクルにおいて最小の荷重が得られた点を結んだ勾配

再載荷勾配・・・そのサイクルにおいて最小の荷重が得られたときの点と再載荷後に除荷開始点と等しい荷重まで再載荷されたときの点(以後、再載荷完了点と呼ぶ)の勾配

幅 0.3 m の載荷板を用いた平板載荷試験で得られた変形係数を基準とし、載荷幅依存性を検討した結果を図-2.2.43、表-2.2.15 に示す。

地盤種別により違いが見られ、粘性土は $-1$ 乗に、砂質土は $-0.8$ 乗程度であった。ちなみに、軟岩は既往の結果とほぼ同じ $-0.75$  ( $= -3/4$  乗) であり、スコリアは $-3/4$  乗よりもさらに小さくなった。地盤種別を考慮せず、全ての地盤種について検討した結果は、再載荷勾配を用いた場合に $-3.4/4$  乗、除荷勾配を用いた場合に $-3.5/4$  乗となった。地盤種別ごとに指数を変化させることも考えられるが、粘性土の場合をさらに低く評価する結果にいたることから、以下では全地盤に対する検討結果を踏まえ、既往の式と同様に $-3/4$  乗が妥当と評価する。

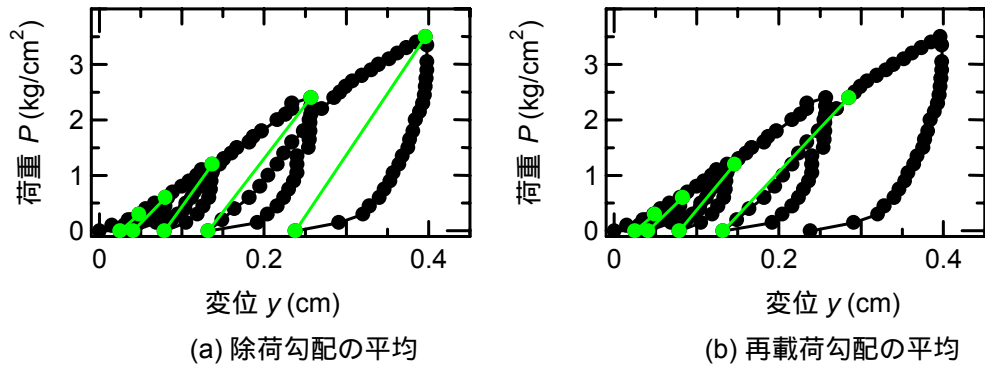


図-2.2.42 載荷幅依存性を再検討する際の  $k_H$  の評価概念図

表-2.2.15 指数則の検討結果一覧

	砂質土	粘性土	スコリア	軟岩	全地盤
除荷勾配	-0.89	-1.00	-0.65	-0.73	-0.86
再載荷勾配	-0.83	-1.00	-0.48		-0.85

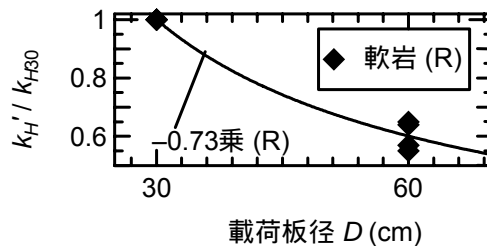
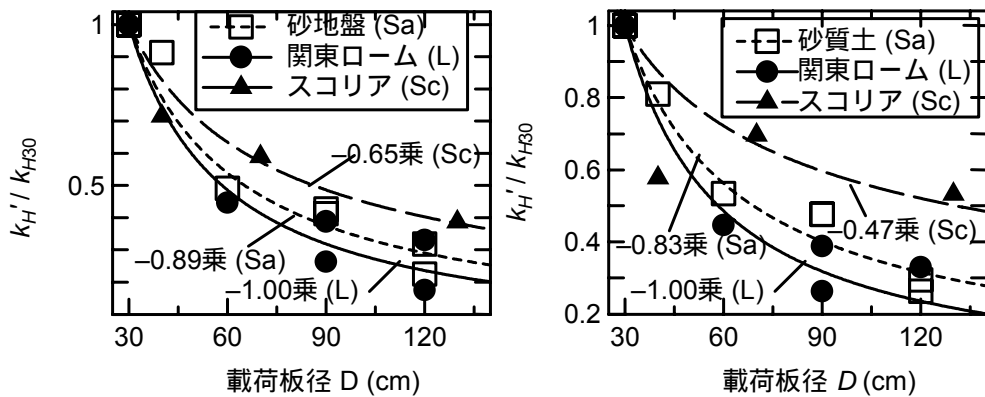


図-2.2.43  $k_H$  の評価方法の違いによる換算載荷幅依存性指数則の違い

次に、変形係数の推定に着目する。 $E = 2800N$  の関係は粘性土については十分な検証がなされておらず、 $N$  値が小さい粘性土地盤においては、地盤反力係数の推定精度に大きく影響している可能性がある。したがって、粘性土については、今後は  $N$  値から変形係数を推定することは適当ではなく、より相応しい土質試験方法により変形係数を推定することを推奨する立場をとり、以下では、主として、砂質土について推定精度の向上を試みている。まず、実橋の施工現

場で行われた多数の地盤調査結果を収集し、改めて変形係数に関して相関を確認した。

結果を図-2.2.44、表-2.2.16 に示す。平均値に着目すると、砂質土については、 $E_b = \text{約 } 650N$  となり、土木研究所資料第 299 号とほぼ同程度の結果が得られている。一応、粘性土については、 $E_b = 900N$  程度という結果が得られており、現行基準によれば過小に評価している実情がうかがえる。このときのばらつきは、砂質土については変動係数約 55%、粘性土については約 65% であり、粘性土についてはばらつきが依然として大きいことが分かる。また、平均値についてみると、砂質土はほぼ 1.0 である一方、粘性土については 1.13 である。粘性土については、現行基準の根拠となったデータが少ないために比較は難しいが、砂質土については表-2.2.12 に示した現行基準で定められている相関関係を用いた場合に比べて、平均値・変動係数ともに改善されていることが分かる。

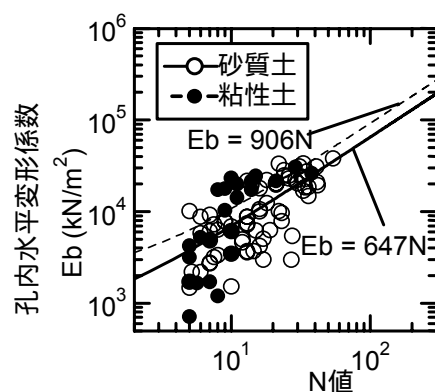


図-2.2.44 孔内水平載荷試験から求められる変形係数と  $N$  値との関係

表-2.2.16 孔内水平載荷試験から求めた変形係数と  $N$  値との関係の統計量

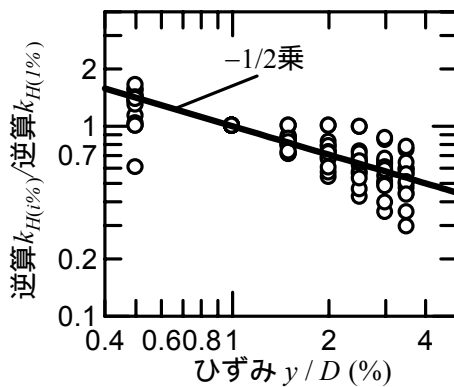
	砂質土	粘性土
データ数	71	23
平均値	1.03	1.13
変動係数	0.56	0.64

最後に、ひずみ依存性の指数則  $w$  についても、基準変位量は杭径の 1% として、最新のデータにより確認した。結果を表-2.2.17、図-2.2.45 に示す。地盤種別、着目変位量に関わらず、既往の予測式と同じ  $-1/2$  でほぼ近似できることが確認された。

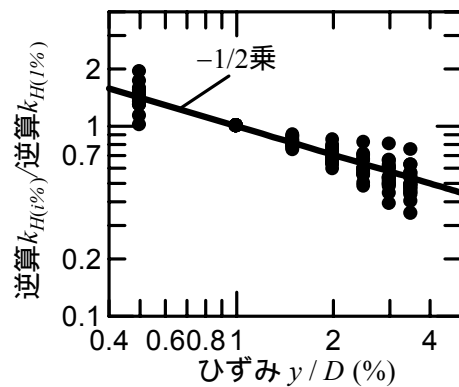


表-2.2.17 ひずみ依存性の指数則  $w$  の計算結果

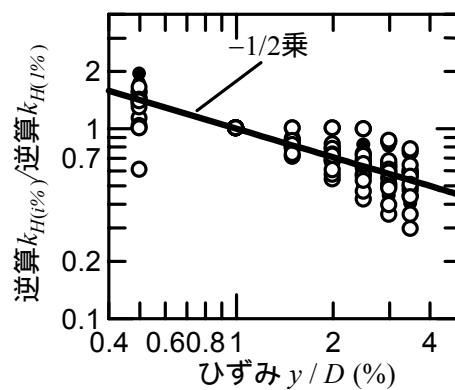
主たる 土質の種類	基準変位置	杭径の 1%	
	着目ひずみ量	2%	3.5%
砂質土	データ数 $n_d$	18	18
	平均値 $M_w$	-0.529	-0.552
	変動係数 $CV_w$	0.265	0.258
粘性土	データ数 $n_d$	15	15
	平均値 $M_w$	-0.465	-0.524
	変動係数 $CV_w$	0.546	0.394
土質区分 なし	データ数 $n_d$	33	33
	平均値 $M_w$	-0.500	-0.539
	変動係数 $CV_w$	0.399	0.319



(a) 粘性土



(b) 砂質土



(c) 土質区分無し

図-2.2.45 逆算  $k_{H(1\%)}$  / 逆算  $k_{H(1\%)}$  とひずみの関係( : 砂質土, : 粘性土)

さらに、上記の検討を踏まえ、載荷幅依存性およびひずみ依存性は現行を踏襲し、変形係数の推定方法ごとの相関関係および換算載荷幅の取り方に関して修正を加え、次の式を提案する。

$$k_H = k_{H0} a \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \left( \frac{y'}{y} \right)^{-1/2} \quad (2.2.29)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha' E_0 \quad (2.2.30)$$

ここに、 $a$  = 換算載荷幅の取り方に関する補正係数、 $\alpha'$  = 地盤反力係数の推定に用いる新たな係数で、式(2.2.26) でいう $\alpha$ に当たるものである。式(2.2.29) の成り立ちは次のようである。まず、地盤調査結果から得られた変形係数  $E_0$  を  $\alpha'$  を用いて幅 0.3 m の平板載荷試験で得られる変形係数相当の値に変換する。この値を用いて式(2.2.30) で得られる  $k_{H0}$  が、基準変位(杭径の 1%)、載荷幅 0.3 m の条件における水平方向地盤反力係数である。さらに、この  $k_{H0}$  に対して載荷幅の補正(−3/4 乗則)、着目変位量の補正(−1/2 乗則) を行った式(2.2.29) により、設計用値が求められる。

変形係数を推定する試験方法間に見られる相関関係については、表-2.2.18 から  $E_p$  を再載荷勾配から求めた場合と除荷勾配から求めた場合で  $E_p / E_c$  の値に大きな違いはなく、地盤種別によってもその比率は大きく変わらず、 $E_p / E_c = 6$  程度であることがわかる。

表-2.2.18 平板載荷試験における変形係数評価方法の見直しに伴う  $E_p / E_c$  の値

	(a) 再載荷勾配	(b) 除荷勾配
砂質土	5.5	6.6
粘性土	6.6	6.4

$E_p / E_c = 6$  とすると、孔内水平載荷試験から求めた変形係数  $E_c$  と  $N$  値との関係の再評価の結果より、従来  $E_0 = 2800N$  とされていた相関式が砂質土については、 $E_0 = 650N \times 6 = 3900N$  となる。従って、 $\alpha'$  の値は、表-2.2.19 のようになる。

表-2.2.19 変形係数  $E_0$  と地盤反力係数の推定に用いる新たな係数  $\alpha'$

変形係数 $E_0$	$\alpha'$
	常時
直径 0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数( $E_p$ ) の 1/2	1
孔内水平載荷試験で測定した変形係数( $E_c$ )	6
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数( $E_b$ )	6
標準貫入試験の $N$ 値より $E_0 = 3900N$ (砂質土) で推定した変形係数	1

次に、換算載荷幅の取り方に関する補正係数  $a$  について検討する。換算載荷幅  $B_H$  の取り方については、次の(A)~(C) の 3 ケースを設定し、補正係数  $a$  および推定精度を確認する。

(A)  $B_H = (D / \beta)$  (現行道示の杭基礎)

(B)  $B_H = D$  (S55 年道示の杭基礎)

(C)  $B_H = 0.8D$  (現行道示のケーソン基礎)

検討に用いた載荷試験データは、試験最大変位が杭径の 3.5%以上であり、 $N$  値が 5 以上のデータを対象とした。補正係数  $a$  の計算結果を表-2.2.20 に示す。

表-2.2.20 補正係数  $a$  の検討結果

土質		4D の範囲の平均 $N$ 値 を用いた場合			6D の範囲の平均 $N$ 値 を用いた場合		
	換算載荷幅	(A)	(B)	(C)	(A)	(B)	(C)
砂質土	データ数	13	13	13	11	11	11
	平均値	0.65 ~ 0.67	0.39 ~ 0.40	0.33 ~ 0.34	0.57 ~ 0.61	0.35 ~ 0.38	0.30 ~ 0.32
	変動係数	0.54 ~ 0.60	0.50 ~ 0.55	0.50 ~ 0.55	0.49 ~ 0.59	0.49 ~ 0.59	0.49 ~ 0.59

換算載荷幅の取り方を変えれば、載荷幅依存性によって補正係数  $a$  は変化するが、(A) 式よりも(B) 又は(C) 式を用いた方が変動係数が若干小さくなることがわかる。ケーソン基礎との整合を取る観点から、換算載荷幅として(C) 式を用いた場合の推定精度について確認する。なお、(C) 式を用いた場合の補正係数  $a$  の値を 0.3 と設定する。

実測値と提案式との比を見ると、表-2.2.21 に示すとおり、6D の範囲の平均  $N$  値から変形係数を評価した場合には、およそ 1 程度であり、提案式による計算値は実測値を良く予測できているといえる。変動係数についても、0.47 ~ 0.52 程度であり改善されていることがわかる。このように改善された理由としては、変形係数と  $N$  値関係を見直したことが大きな要因と考えている。これは、基礎の設計においては地盤調査が非常に重要であることを意味するものであり、地盤物性をどの程度の精度で予測できるかが基礎の設計に大きな影響を与えるという事実を示している。今後「どのような確からしさで」性能を担保するのかが問われる中で、地盤調査方法から設計定数の設定まで、「検証方法」の高度化に向けた研究・開発に期待するところが大きい。

表-2.2.21  $k_H$ 提案式における  $k_H$  比の統計量

土質		4D の範囲の平均 $N$ 値 を用いた場合			6D の範囲の平均 $N$ 値 を用いた場合		
	着目ひずみ量	1%	2%	3.5%	1%	2%	3.5%
砂質土	データ数	16	16	13	15	15	11
	平均値	1.049	1.067	1.118	1.039	1.017	0.989
	標準偏差	0.512	0.513	0.609	0.547	0.480	0.489
	変動係数	0.488	0.481	0.545	0.526	0.472	0.494

#### (4) 地盤抵抗の弾性限界点の統計分析

図-2.2.26 に示す地盤水平抵抗の弾性限界点 A について分析するために、地盤水平抵抗の弾性限界点を確認することができる載荷試験データを選ぶ必要がある。そこで、次の条件を満足するデータを選ぶ。

- ・荷重変位曲線が非線形性を有したデータであること。
- ・十分大きな変位レベルまで杭体が降伏していないと考えられるデータであること。

具体的には以下の条件に該当する載荷試験結果を用いることにした。

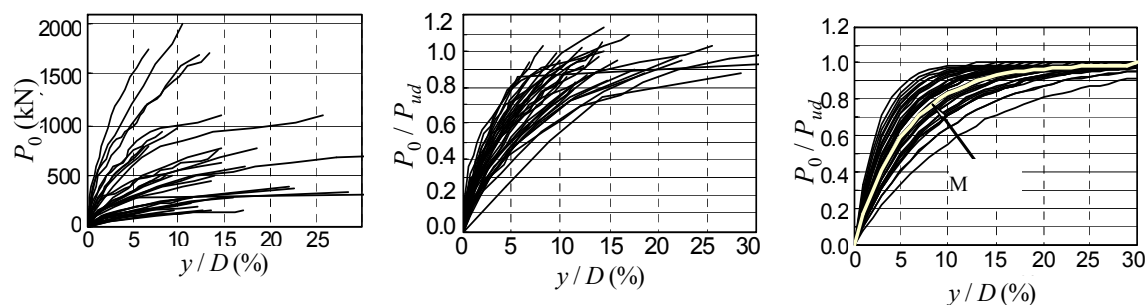
- 1) 十分に細長く、半無限長の杭として扱えることができ、杭径が一定であり、かつ杭頭条件が自由である杭。
- 2) 地表面から載荷点までの高さが杭径以下の杭。
- 3) 杭径の 5% 以上の変位まで載荷されている杭。
- 4) Weibull 近似で得られた弾性限界点の荷重  $P_{Hy0}$  の 1.2 倍以上の荷重が載荷されている杭。
- 5)  $1.2P_0$  の荷重が作用した時に杭体に発生する断面力を林-Chang の方法を用いて計算し、杭体が降伏していないと判断される杭。

条件 1) にて半無限長の杭としたのは、杭底面の水平抵抗の影響を無視するためである。条件 2) については、データを比較するにあたって、試験結果に与えるモーメント外力の影響度を可能な限り同程度にするために設定した。また、荷重変位曲線に関して、a) 地表面位置で計測されていればその変位を、b) 地表面位置で計測された結果が無い場合には、地表面より高く載荷点よりも低い位置で変位を計測した結果があればその変位を、c) さもなければ、載荷点の変位を用いている。条件 3)、4) については、Weibull 分布曲線式による近似精度をある程度大きな変位レベルまで確保し、Weibull 分布曲線の降伏点近傍においてもある程度の近似精度を確保するための条件である。条件 5) は、Weibull 分布曲線式による近似で得られる降伏点が杭材料の降伏に起因していないことを確認するための条件である。

238 個の原位置載荷試験データから上記の条件に該当するデータを選定した結果、最終的に 37 データが有効データとして残った。場所打ち杭の載荷試験データは、全て条件 5) を満足しなかった。つまり、場所打ち杭は、杭体抵抗が地盤抵抗より先行して弾性限界に達すると考えられる。

有効データの荷重-変位曲線を図-2.2.46 に示す。ここに、繰返し載荷試験については骨格曲線のみ示した。採用された載荷試験の施工法別採用数と Weibull 分布曲線式により推定した弾性限界変位レベル  $y_{y0} / D$  の統計量を表-2.2.22 に、杭諸元と施工法別割合を図-2.2.47 に示す。有効データのおよそ 81% が非複合杭に分類され、残りは複合杭に分類される。ここで言う複合杭 (Composite pile, C.とも表示) とは、杭体の周囲にソイルセメント等、地盤を改良した物質が存在している杭の総称としてここで定義したもので、プレボーリング杭と鋼管ソイルセメント杭をこれに分類する。なお、プレボーリング杭と鋼管ソイルセメント杭の杭径は、掘削径  $D$  として評価する。これは、杭基礎が用いられるような柔な地盤中においては、ソイルセメントと杭が一体となって挙動することが考えられ、ソイルセメント部が地盤抵抗を受ける表面になっていると考えためである。ただし、杭体の曲げ剛性  $EI$  については、杭体周囲の寄与分は小さいことから、設計時と同様に沈設した既製コンクリート杭や鋼管杭の曲げ剛性としている。一方、非複合杭 (Non-composite pile, N.C.とも表示) とは、杭体が直接地盤と接しており、杭体の周囲に地盤を改

良した物質が存在しない杭を呼ぶものとしてここで定義したものであり、打込み杭・回転杭および中掘り杭をこれに分類する。



(a) 荷重変位曲線, (b) Weibull分布曲線式にて算出した極限支持力 $P_{ud}$ で無次元化した荷重変位曲線, (c) Weibull分布曲線をあてはめた結果

図-2.2.46 採用した載荷試験の荷重変位曲線

表-2.2.22 施工法別の採用データ数と統計分析結果

施工方法		データ数	$y_{y0}/D$ の平均値	$y_{y0}/D$ の変動係数 $CV$
非複合杭	打込み杭	21	0.060	0.39
	回転杭	7	0.064	0.22
	中掘り杭	2	0.052	0.23
複合杭	鋼管ソイルセメント杭	6	0.036	0.28
	プレボーリング杭	1	0.033	-

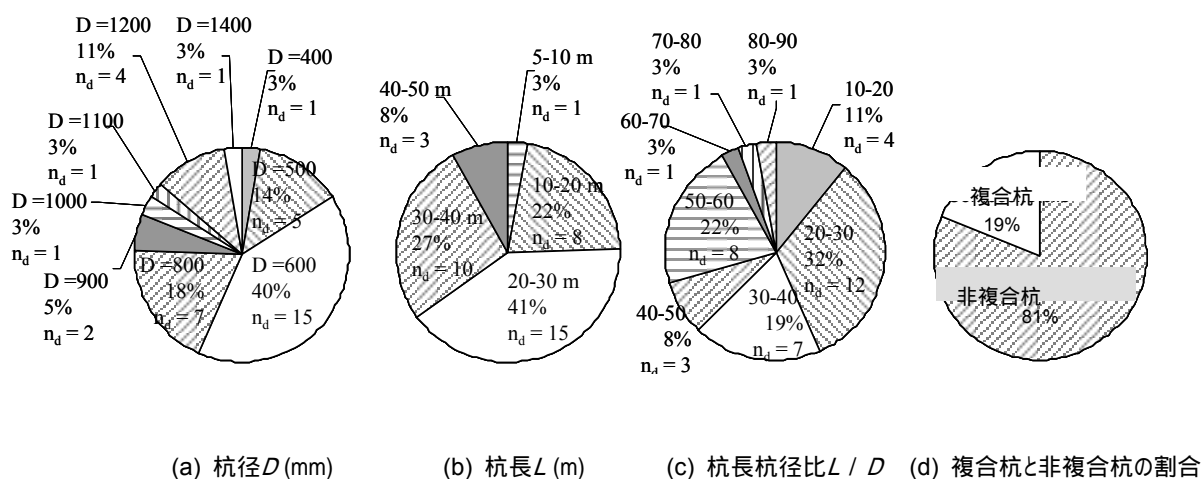


図-2.2.47 杭径 $D$ , 杭長 $L$ , 杭長杭径比 $L/D$ , 施工法別割合( $n_d$ は該当する載荷試験データ数)

以下に、水平方向の地盤抵抗の弾性限界点について統計分析した結果を述べる。

まず、Weibull 分布曲線式により算出された弾性限界変位  $y_{y0}$  と杭径  $D$  の関係を図-2.2.48(a) に示す。ほとんどのデータにおいて、弾性限界変位  $y_{y0}$  が 20 mm 以上になっており、杭径  $D$  が増加するにつれて  $y_{y0}$  の値も増加するという傾向を有する。次に、弾性限界変位  $y_{y0}$  を杭径  $D$  で無次元化した弾性限界変位レベル  $y_{y0}/D$  と杭径  $B$  の関係を図-2.2.48(b) に示す。弾性限界変位レベル  $y_{y0}$

$y_{y0}/D$  は、杭径  $D$  によらずほぼ一定の値を取るようである。よって、弾性限界変位レベル  $y_{y0}/D$  は、弾性限界点を定義するのに適切な指標であると考えられる。

次に、弾性限界変位レベル  $y_{y0}/D$  を用いて分析を進める。ここに、変位レベルという用語を、変位を杭径で無次元化していることを意図して用いることにする。

弾性限界変位レベル  $y_{y0}/D$  の頻度分布を図-2.2.49 に示す。弾性限界変位レベル  $y_{y0}/D$  の統計量は、平均値  $M = 0.057$ 、変動係数  $CV = 0.39$  であった。なお、この弾性限界変位  $y_{y0}$  の平均値と変位指数  $m = 1$  を用いた Weibull 分布曲線を、図-2.2.46(c) に mean として示した。mean の曲線は、全体的な傾向に合致している。過去の研究<sup>3)4)</sup>では  $y_{y0}/D$  の変動係数は 100%を超えているが、それに比べると明らかに変動係数が小さくなっている。これは、杭体の非線形挙動を排除し、地盤抵抗から決まる弾性限界点を抽出するように慎重に載荷試験データの選定を行ったことが理由と考えられる。

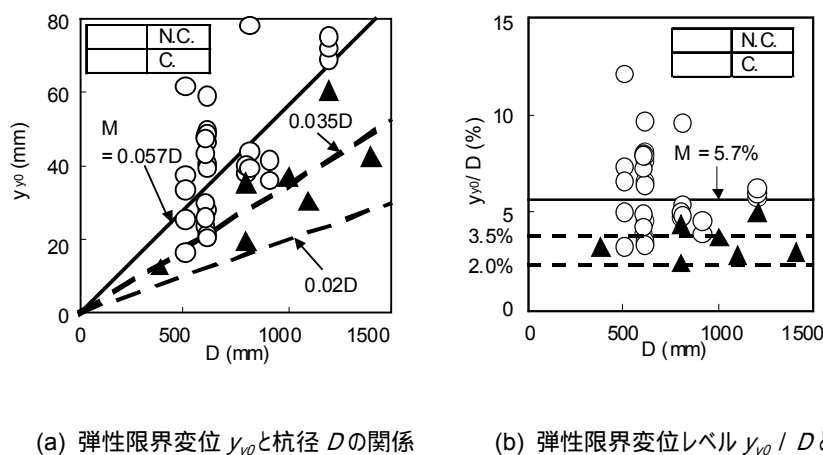


図-2.2.48 Weibull 分布曲線式より算出した弾性限界変位  $y_{y0}$  および弾性限界変位レベル  $y_{y0}/D$  と杭径  $D$  の関係 (N.C.: 非複合杭, C.: 複合杭)

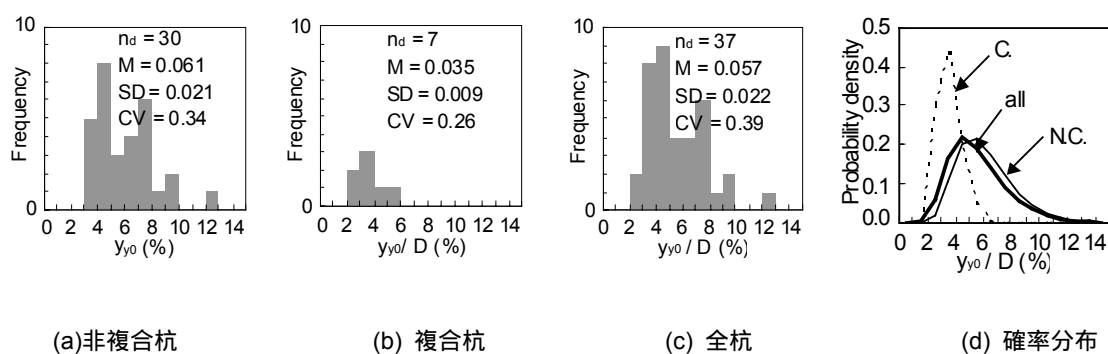


図-2.2.49 杭形式別弾性限界変位レベル  $y_{y0}/D$  の頻度分布と確率分布 (N.C.: 非複合杭, C.: 複合杭)

また、複合杭の弾性限界変位レベル  $y_{y0}/D$  の平均値は、非複合杭より小さな値を示す傾向にある。これは、杭体の周囲にソイルセメント状の物質が存在する複合杭の場合、小さい変位レベルの載荷状態でもソイルセメント部にクラックが発生し、このクラックが荷重-変位曲線に非線形性を与え、それが要因となって荷重-変位曲線上に、図-2.2.26 の A 点や X 点では想定していない新

たな非線形性の要因が現れているものと推察される。

最後に、弾性限界変位レベル  $y_{y0}/D$  と地盤条件(地盤種別・標準貫入試験  $N$  値) の関係を図-2.2.50 に示す。ここで、標準貫入試験  $N$  値は、杭の水平抵抗に寄与する地盤の主たる長さ  $1/\beta$  ( $\beta$ : 杭の特性値)の範囲の平均  $N$  値とする。これは、杭の載荷試験結果が、杭頭から  $1/\beta$  の範囲の地盤条件に大きく依存するためである。地盤種別は、杭頭から  $1/\beta$  の範囲までの深度における砂質土層と粘性土層それぞれの層厚を合計し、実務上そのいずれか大きい方を以て分類している。砂質土中の非複合杭に着目すると標準貫入試験  $N$  値が増加すると弾性限界変位レベル  $y_{y0}/D$  が低下する傾向がわずかながら見られる。また、粘性土については、一般に軟弱粘性土と呼ばれる標準貫入試験  $N$  値 4 のデータのみ存在している。全体的には、弾性限界変位レベル  $y_{y0}/D$  と地盤種別や標準貫入試験  $N$  値との間に非常に強い相関性があるという訳ではないようである。

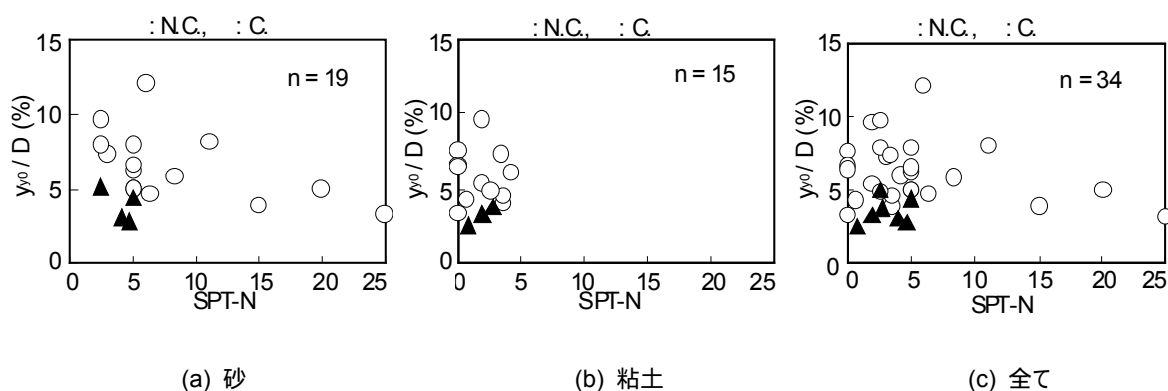


図-2.2.50 弾性限界変位レベル  $y_{y0}/D$  と標準貫入試験  $N$  値の関係  
(N.C.:非複合杭, C.:複合杭)

## 2.3 大変形後の単杭挙動の非可逆性に関する考察

### 2.3.1 はじめに

これまでも述べたとおり、道路橋の設計にあってその要求性能を満足させるためには、例えば、レベル1地震動には健全であることはもちろんのこと、レベル2地震動には橋としての機能を速やかに回復することが要求される。しかしながら、一旦レベル2規模の地震を経験した後の性能として、仮に基礎の補修を行わずに済ますとした場合には、再度のレベル1地震動に対して果たして所定の性能を発揮できるのであろうか。

この新たな疑問が呈された背景には、近年のプレボーリング杭・鋼管ソイルセメント杭といった複合杭に関する支持力の増大に向けた開発・導入の動向がある。特に、建築の分野では、鉛直方向の安定照査が支配的であるため、先端支持力の増大を目的とした開発が目覚ましい。このような工法が道路橋の基礎に導入されることを想定した場合、所定の要求性能が期待できるのか調べる必要がある。

このため、複合杭の代表格であるプレボーリング杭工法を取り上げ、大地震後の状態を想定した杭の鉛直・水平載荷試験を実施しているところであり、これまでの結果<sup>17-19)</sup>から大変形後の非可逆性に関して考察を試みるものである。

なお、図-2.3.1にプレボーリング杭工法の施工手順を示す。本工法はセメントミルクを噴出する掘削ビットを用い、あらかじめ地盤を掘削・泥土化した地盤に、根固め液・杭周固定液を注入し攪拌混合してソイルセメント状にした後、既製杭を沈設し複合杭を構築する工法である。近年では、根固め球根の拡大に伴い、杭周面固定部が肉厚化する傾向にある。

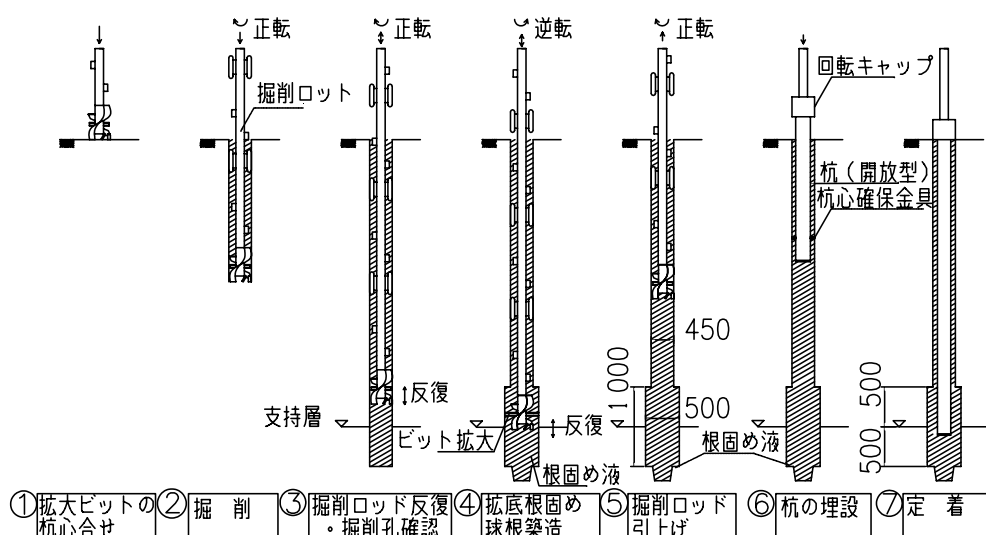


図-2.3.1 プレボーリング杭工法の施工手順



## 2.3.2 載荷試験結果に基づく考察

### (1) 載荷試験概要

載荷試験計画を図-2.3.2および表-2.3.1に示す。載荷試験方法は基準<sup>8)</sup> 42)に準拠した。プレボーリング杭工法にて施工した杭に対し、表-2.3.1に示す段階に示す荷重をかけ、それぞれ鉛直・水平載荷試験結果を得る。第0ステップにて常時許容相当の鉛直・水平支持力を確認(表内 〃)した後、第1ステップにて定義とおり杭頭沈下量が $0.1D$ になるまで鉛直載荷し極限支持力を確認する( )。その後、水平方向の載荷に移り、地盤抵抗の弾性限界点を $1y_y$ とした時の $4y_y$ まで水平荷重を載荷する( )。この状態は、レベル2地震時相当の荷重を想定したものである。その直後に、杭頭沈下量が $0.1D$ になるまで鉛直載荷し、レベル2地震直後の鉛直支持力を確認する( )。その後は、1ヶ月間期間をあげ、第2ステップにて鉛直支持力( )、水平支持力( )を確認、再度1ヶ月程度の期間をあげて、鉛直支持力( )、水平支持力( )を確認する。

図-2.3.2に試験体の設計形状を示す。杭本体構造としてSC杭 ( $D$  400-板厚6 mm(SKK400) -15 m) を用い杭体の非線形性の影響を極力排除するとともに、地盤改良体(ソイルセメント) のパラメータとして厚みおよび強度をそれぞれ2種類変化させ、計4条件を設定した。ここで、地盤改良体の設計圧縮強度は、プレボーリング杭では $0.5 \text{ N/mm}^2 \sim 1.0 \text{ N/mm}^2$ 程度以上と規定しているが、この下限値である $0.5 \text{ N/mm}^2$ と、実施工で発現していると想定される強度である $2.0 \text{ N/mm}^2$ に設定した。なお、根固め部の設計基準強度は全て $20 \text{ N/mm}^2$ で統一している。なお、各諸元はコンクリートの弾性係数を $3.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 、鋼材の弾性係数を $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、鋼管の腐食代を0 mmとして算出している。また、地盤改良体強度確認用として、試験体と配合・注入量の同じソイルセメント柱S-1・S-2を施工し、サンプル供試体を採取し圧縮強度試験を行っている。

表-2.3.1 載荷試験段階一覧

載荷試験段階	載荷パターン	荷重状態
第 0 ステップ	鉛直載荷(0-1 ステップ)	常時許容鉛直支持力
	正負交番水平載荷 (0-2 ステップ)	杭頭変位 10 mm 以内かつ 地盤が降伏しない荷重
第 1 ステップ	鉛直載荷(1-1 ステップ)	杭頭沈下 $0.1D = 40 \text{ mm}$ 以上
	正負交番水平載荷 (1-2 ステップ)	$4y_y$ に達する荷重 ( $1y_y$ : 荷重変位曲線の折れ点にあたる変位)
	鉛直載荷(1-3 ステップ)	杭頭沈下 $0.1D = 40 \text{ mm}$ 以上
1ヶ月程度待機(地盤の回復を調査)		
第 2 ステップ	鉛直載荷(2-1 ステップ)	杭頭沈下 $0.1D = 40 \text{ mm}$ 以上
	正負交番水平載荷 (2-2 ステップ)	の最大変位に達する荷重
1ヶ年程度待機(地盤の回復を調査)		
第 3 ステップ	鉛直載荷(3-1 ステップ)	杭頭沈下 $0.1D = 40 \text{ mm}$ 以上
	正負交番水平載荷 (3-2 ステップ)	の最大変位量に達する荷重

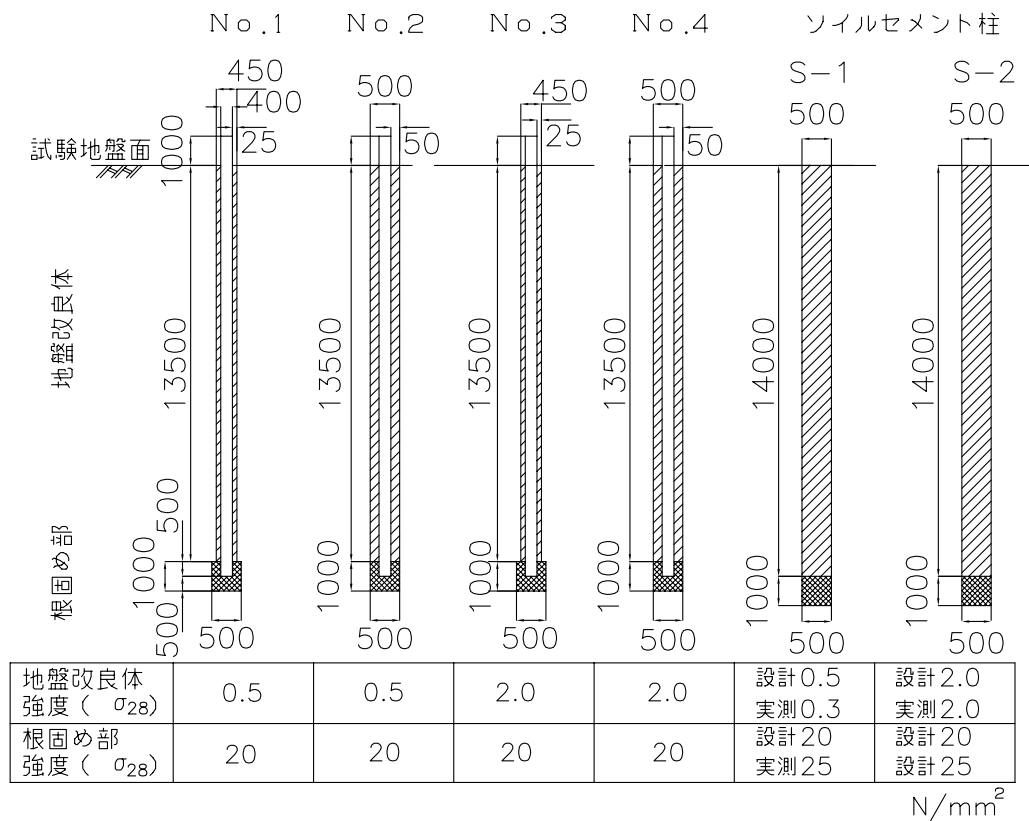


図-2.3.2 試験杭およびソイルセメント柱の諸元

次に、載荷方法について説明する。鉛直載荷試験は段階載荷で行い、荷重ピッチは200kN、初期荷重段階は30分保持をして杭頭沈下が杭径の10%( = 40mm) に達した時点を極限とする。正負交番水平載荷試験は現場にてNo.1の荷重-変位関係グラフより折れ点を判定し他の試験体にも適用する基準降伏点変位 $y_y$ を得る。この結果、降伏点変位 $y_y$ は15 mmとなり、変位制御にて最大 $4y_y$ まで段階載荷を続けることとした。計測項目は杭体表面ひずみ(GL-0.5 m ~ GL-14.0 m)・地盤改良体部ひずみ(GL-1.0 m ~ GL-3.5 m)・杭頭沈下量・杭先端沈下量・地盤改良体沈下量・杭頭部傾斜(GL-0.5 m ~ 3.5 m)・杭頭変位量の計測を行う。

正負交番水平載荷の載荷計画を図-2.3.3および図-2.3.4に示す。第0ステップは、加力点変位10 mmを正負方向に3サイクル繰り返す計画とした(図-2.3.3参照)。なお、加力点変位10 mmは地盤が降伏しない程度の変位量として定めた値である。続いて、第1～3ステップの各ステップは、地盤が降伏する際の荷重 $P_{0y}$ までは、 $1/4P_{0y}$ ,  $2/4P_{0y}$ ,  $3/4P_{0y}$ の荷重階で正負方向に1サイクル設け、以後 $1y_y$ ずつ変位を増加させて3サイクルの正負交番載荷を最大 $4y_y$ まで行う計画とした(図-2.3.4参照)。

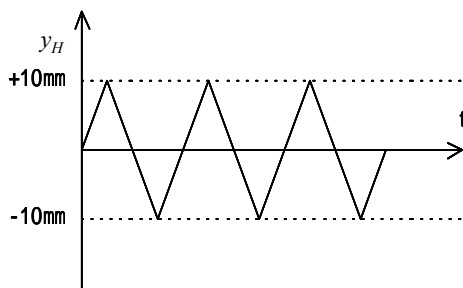


図-2.3.3 第0ステップ載荷サイクル

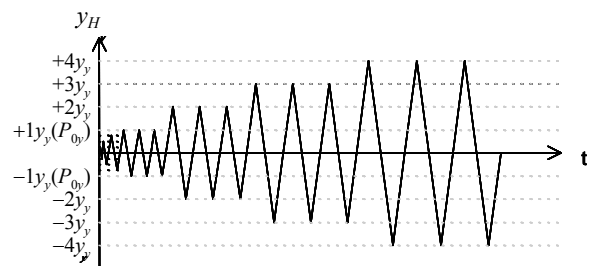


図-2.3.4 第1～3ステップ載荷サイクル

## (2) 地盤条件

図-2.3.5に試験現場の土質柱状図およびひずみゲージ位置を示す。GL-4～5 m付近は $N$ 値1～4程度のローム・粘性土主体で、GL～-15 m付近に $N$ 値20～30程度の砂質土があり、これを載荷試験上の支持層とする。なお、原位置試験は標準貫入試験に加えPS検層およびLLTを実施している。

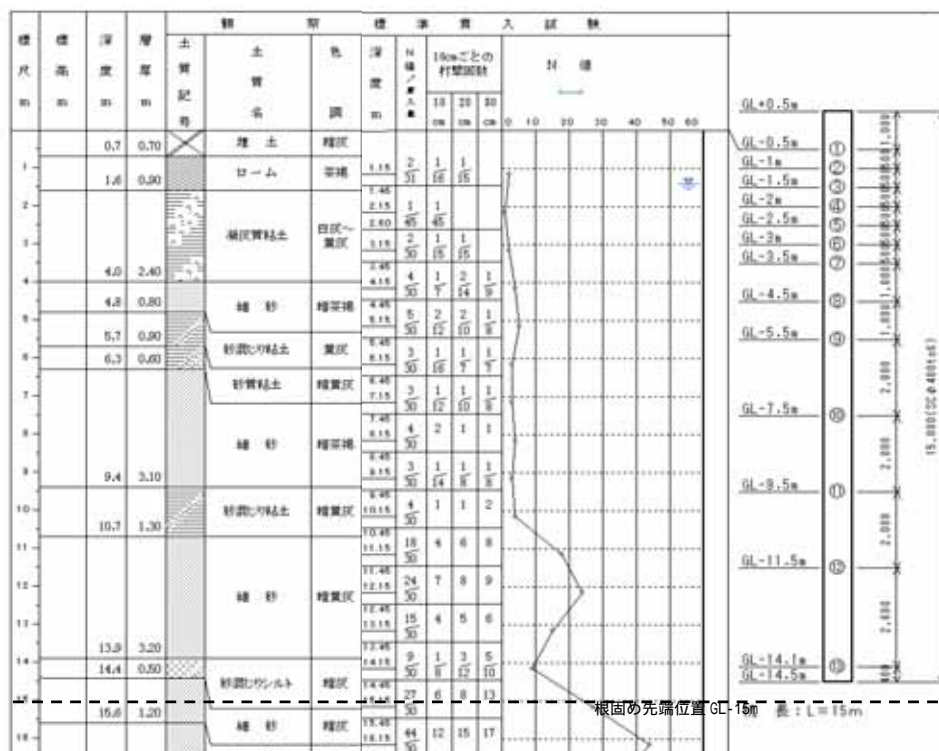


図-2.3.5 土質柱状図およびひずみゲージ位置(No. 2)

### (3) 載荷試験結果および考察

#### (a) 第 0～1 ステップ

加力点における水平方向の荷重-変位関係を試験体ごとに図-2.3.6 に示す。同図より、各試験体ともに変位 10 mm までの第 0 ステップでは、弾性的な安定した履歴曲線を描いており、各試験体間でも大きな違いは見られない。さらに、レベル 2 地震時を想定した第 1 ステップに入っても、初期の段階においては同一の履歴曲線上を推移しており、可逆性が維持されていることが確認された。鉛直方向の荷重-沈下関係についても、図-2.3.7 に示すとおり、第 0 ステップにとどめている限りにおいては、再度の載荷に対して同一の履歴曲線上を推移しており、可逆性が維持されていることが確認された。

ただし、極限支持力まで載荷の後には、図-2.3.8 に示すとおり、逆算  $k_H$  値に若干の低下が見られる。要因としては、鉛直方向の極限支持力までの載荷により、杭と杭周面の固定液との付着が絶たれたことの影響が考えられる。すなわち、地盤の塑性化に起因するものではなく、杭の剛性が初期の段階と異なっていることの影響が考えられる。この傾向は、杭周固定部の強度や厚みが大きいほど顕著になるのではないかと推察される。

上記のことは、荷重-沈下関係の結果にも現れている。1-1 ステップ(処女曲線)と 1-3 ステップ(大水平直後)との違いとして顕著に現れている。すなわち、1-1 ステップでは、降伏点(10 mm 沈下程度)まで曲線なのに対して、1-3 ステップでは同じ点まで直線となっている。直線であるということは、周面での摩擦抵抗が無いということの意味しており、あたかも「両端固定の杭の圧縮試験」を行っているかのような様相を呈している。このことは、極限支持力に到達するまでの過程において周面での鉛直成分を喪失し、以降は先端支持力に関する載荷試験を行っているということを示唆している。ただし、水平方向に大変形させているとしても、杭の先端まで周面地盤を塑性化させるわけではない。このことから、プレボーリング系の杭については、杭周面の鉛直抵抗成分は、杭と杭周固定部との付着力に依存している可能性があり、杭周面で滑っていることを示唆していると思われる。杭周固定部の強度が高い場合に、その傾向が顕著になっていることから傍証される。

極限支持力が 1-1 ステップと 1-3 ステップとの間において若干低下している事象について、摩擦力の喪失では説明できない。事実関係としても、最終局面で極限支持力の低下は 300 kN 程度にしか過ぎず、No. 1 杭にいたっては、低下はほとんどみられない。杭周面における付着抵抗は、いずれにせよ最終局面までには喪失されており、極限支持力にあまり関係ないとする、根固め部における支持力が極限支持力を支配していることになる。根固め部と杭との付着力が繰り返し載荷される中で徐々に喪失されていく経過を捉えている可能性がある。

#### (b) 第 1 ステップ～2 ステップ

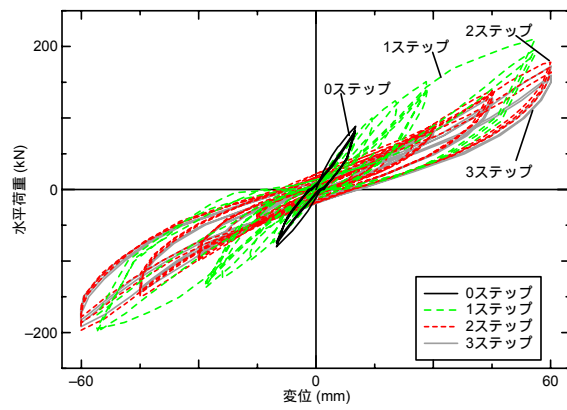
第 2 ステップの水平方向の荷重-変位関係をみると、図-2.3.6 に示すとおり、一旦大変形を受け、杭周面固定部および地盤が部分的に塑性化した後には、履歴曲線が処女曲線と異なり第 1 ステップの時の  $4y_y$  サイクルの履歴曲線の形状をなぞるような傾向が示され、エネルギーの吸収能力が低下していることが明瞭に読み取れる。同一変位時の繰り返し履歴ループに着目すると、各試験体とも 2 回目には急激な耐力低下を示していることがわかる。すなわち、一旦大変形を受け、杭

周面固定部および地盤が部分的に塑性化した後には、1 ヶ月の経過においても地盤の抵抗が回復していないことを示している。また、図-2.3.8 に示すとおり、逆算  $k_H$  値についても変位に対してほぼ横ばい状態であり、片持ち梁の水平載荷結果の様相を示していることから推察される。

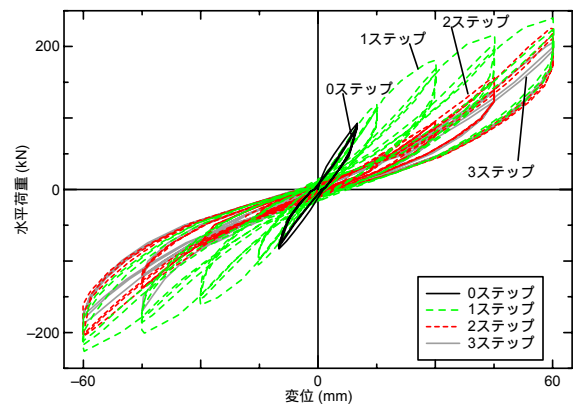
(c) 第2ステップ～3ステップ

第3ステップの水平方向の荷重-変位関係についても図-2.3.6 に示すとおり、第2ステップと同様な経路をたどっており、約1年の経過においても地盤の抵抗が回復していないことを示している。また、図-2.3.8 に示すとおり、逆算  $k_H$  値についても第2ステップと同様に変位に対してほぼ横ばい状態であり、片持ち梁の水平載荷結果の様相を示している。写真-2.3.1 は、No. 1 杭を例にとって、全ての載荷試験を終了した後に、杭頭部を1 m 程度(地下水位レベル) まで掘り出した状況を示すものである。載荷方向は東西方向であり、写真-2.3.1 に見られるようにいずれのケースにおいても No. 1 杭と同様に、明らかに載荷方向に向けて杭体と杭周面固定部との間に隙間が出来ていることが観察されている。

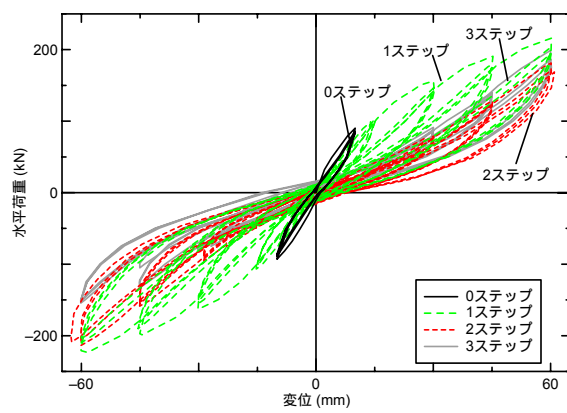
(b) (c) において言及した現象の原因として、粘性土地盤に特有の事象であるのか、損傷した杭周面固定部が回復を妨げているのか現在のところ不明であるが、いずれにせよ、鉛直ならびに水平方向の抵抗機構の変化について有意な情報を提供している。今後、詳細な分析を行いレベル2地震が杭の性能にどのような影響を及ぼすのかについて検討を加えていく予定であるが、レベル2地震の後の橋梁に期待される性能を確保するために、施工方法に応じた杭の性能に着目することが必要となる可能性がある。すなわち、設計段階において照査基準の設定と杭の抵抗機構のモデル化との関係を、施工法にも着目して明らかにしておくことが重要となるものと考えている。このことは、要求性能に応じて杭の施工方法が開発・選定されることを意味している。



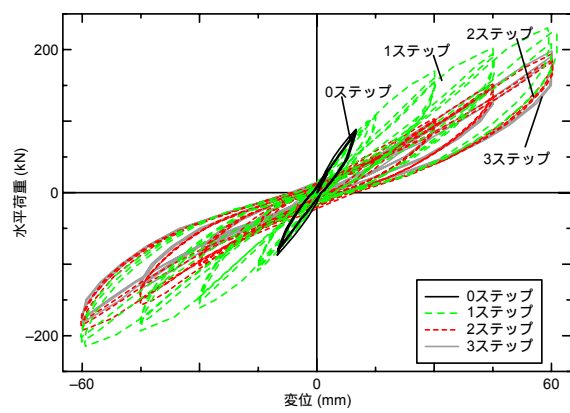
(a) No.1



(b) No.2

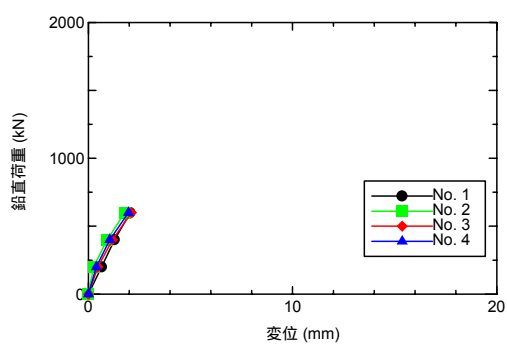


(c) No.3

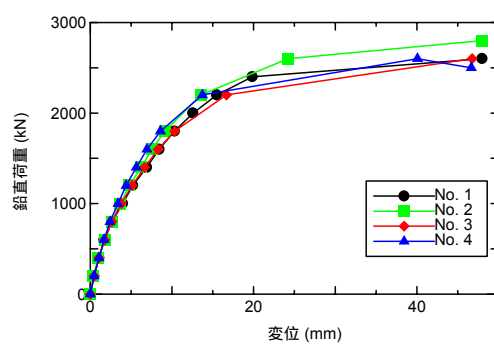


(d) No.4

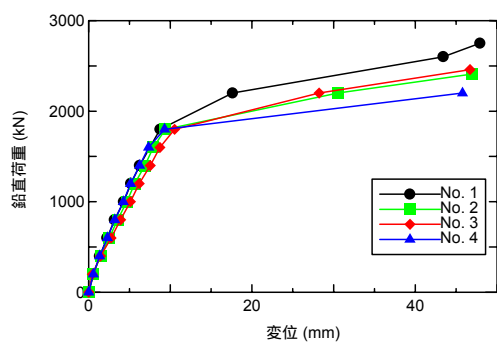
図-2.3.6 載荷点における水平方向の荷重-変位関係



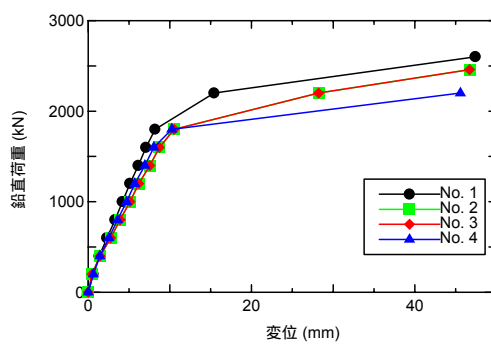
(a) 0 ステップ



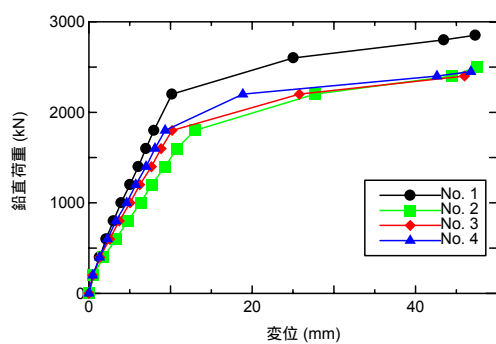
(b) 1-1 ステップ



(c) 1-3 ステップ



(d) 2 ステップ



(e) 3 ステップ

図-2.3.7 杭頭における鉛直方向の荷重-変位関係



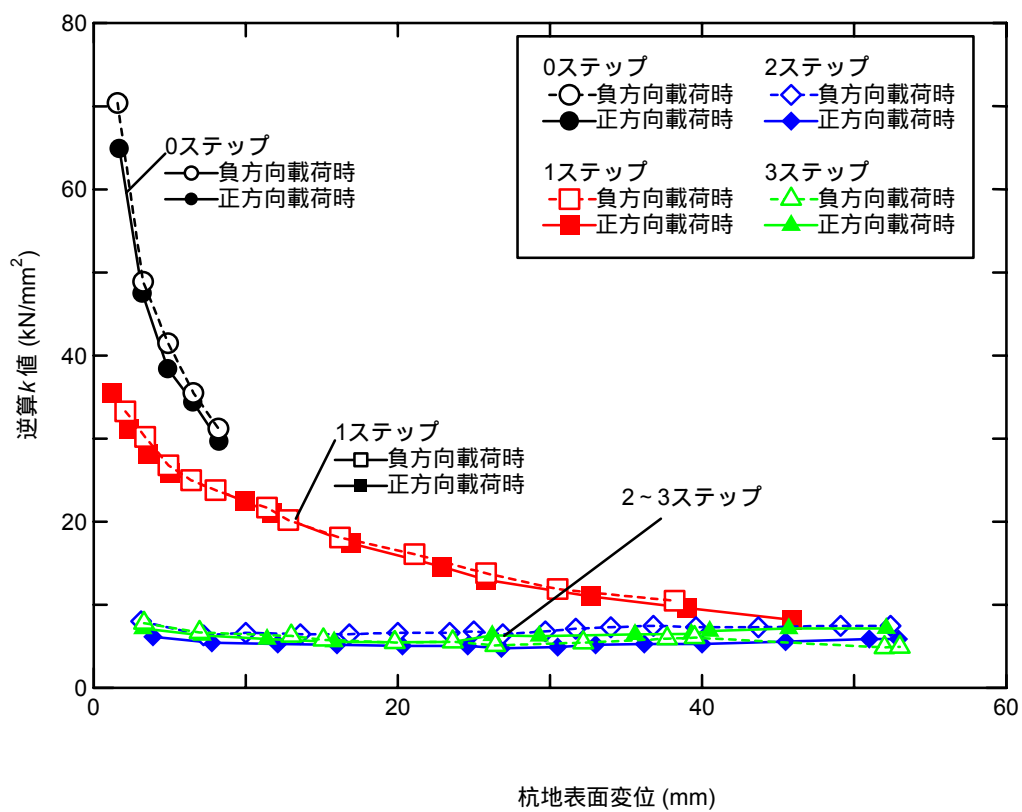


図-2.3.8 逆算  $k_{\delta}$ -変位関係



写真-2.3.1 載荷試験後の改良体損傷状況(No.1 杭)

## 2.4 まとめ

本章では、橋梁の供用期間中に想定しうる最も不利な設計状況(常時・暴風時・レベル1地震時まで)を想定し、健全な部材から構成される基礎が安定していることを企図した場合に許容される杭基礎の挙動について、幾多の載荷試験データをもとに工学的に有為な限界点の定義を行い、その定量的な評価を試みた。特に、水平方向の挙動に関しては、杭体の剛性低下の影響を除外することにより、地盤抵抗の塑性化の影響をより明確に捉えた限界点の評価を行った。また、最新のデータを下にその限界点に着目した解析モデルについても再評価を行った。結果的に、定義された限界点に着目した性能の「評価指標」「検証方法」を提案することができた。さらには、基礎が一時的にせよ副次的な塑性化を経験した後の性能について、それ以前と同等の性能が期待しうるかどうかについて確認し、今後に残された課題について指摘した。

本章で得られた結果は下記のとおりである。

- 1) 多数の載荷試験結果から、可逆的な挙動を保証できる弾性限界点として、残留変位が急増する限界点をもってあて、力学的に大きな変化をきたさないという工学的な意義を満たすことができることを確認した。
- 2) 鉛直方向の最大強度点の設定に当たっては、杭工法ごとに荷重-変位特性を異にすることから、実務的な観点に立って鉛直変位量の制限を意図することも妥当であることを確認した。このため、鉛直方向の安定照査について、弾性限界点および最大強度点の2点に着目することを提案した。
- 3) 弾性限界点に着目した解析モデルの設定については、現行方法より推定精度の改善を図るため一定の提案を行った。なお改善の余地は残されており、性能規定化のなお一層の発展により、合理化に向けた技術開発への誘導が可能であることを確認した。特に、粘性土に対しては、 $N$  値からの推定ではなく別途の相応しい土質試験結果から推定する方法への移行を試みるべきであり、この点については今後の課題として残されている。
- 4) 弾性限界点および最大強度点に関するばらつきについて、多数の載荷試験結果から確認した。
- 5) 杭工法によっては、基礎が一時的にせよ副次的な塑性化を経験した後には、可逆性を失う可能性があることが確認された。特に、地盤改良体と杭体の複合体からなる鋼管ソイルセメント杭やプレボーリング杭などの複合杭については、杭体周辺のソイルセメント部の塑性化が杭の復元力特性に影響を及ぼす可能性があることが確認された。この点に関する設計上の取扱いについては、今後の課題として残されている。

## 参考文献

- 1) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 丸善, 2002. 3.
- 2) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 丸善, 1990. 2.
- 3) 岡原美知夫, 高木章次, 中谷昌一, 木村嘉富: 単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究, 土木研究所資料第 2919 号, 1991. 1.
- 4) (社) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, 丸善, 1992. 10.
- 5) (社) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, 丸善, 2007. 1.
- 6) (社) 日本道路協会: 杭基礎施工便覧, 丸善, 2007. 1.
- 7) 中谷昌一, 白戸真大, 井落久貴, 野村朋之: 性能規定化における杭基礎の安定照査に関する研究, 土木研究所資料, 第 4036 号, 2007. 1.
- 8) (社) 地盤工学会: 杭の鉛直載荷試験方法・同解説, 2002. 5.
- 9) (社) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 丸善, 2007. 7.
- 10) (財) 国土開発技術研究センター: 一般土木工法・技術審査証明報告書「HYSC 杭(鋼管ソイルセメント杭工法)」, 2000. 12.
- 11) (財) 国土技術研究センター: 建設技術審査証明事業(一般土木工法)報告書「ガンテツパイル(鋼管ソイルセメント杭工法)」, 2006. 1.
- 12) (財) 土木研究センター: 建設技術審査証明報告書「先端翼付き回転貫入鋼管杭 つばさ杭」, 2003. 5.
- 13) (財) 国土技術研究センター: 建設技術審査証明事業(一般土木工法)報告書「NS-エコパイル工法」, 2004. 1.
- 14) (財) 土木研究センター: 建設技術審査証明報告書「先端翼付き回転貫入鋼管杭 ジオウイング・パイル」, 2005. 9.
- 15) 例えば, 中谷昌一, 白戸真大, 井落久貴, 松井謙二: 水平力を受ける杭の弾性限界状態に関する研究, 土木学会論文集 C, Vol. 64, No. 3, pp. 616-628, 2008. 8.
- 16) (社) 日本道路協会: 道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇, 丸善, 1964. 3.
- 17) 鳥畑淳, 寺川洋平, 津田和義, 村上浩, 中谷昌一, 竹口昌弘, 昇健次: 杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する研究 (その 1), 第 63 回土木学会年次学術講演会, III-116, 2008. 9.
- 18) 本間裕介, 木谷好伸, 吉原雅美, 岡田亮太, 中谷昌一, 野々村佳哲, 平田尚: 杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する研究 (その 2), 第 63 回土木学会年次学術講演会, III-117, 2008. 9.
- 19) 長谷川央, 西村裕, 飯田努, 中谷昌一, 白戸真大, 大久保浩弥: 杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する研究 (その 3), 第 63 回土木学会年次学術講演会, III-118, 2008. 9.
- 20) 石田雅博, 大岩健治郎: PHC 杭および SC 杭を用いた杭基礎の水平変位の制限を緩和した設計例, 基礎工, Vol. 32, No. 6, pp. 71-73, 2004. 6.
- 21) 西谷雅弘, 龍田昌毅: 水平変位の制限を緩和した杭基礎の設計例, 基礎工, Vol. 30, No. 5, pp. 55-57, 2002. 5.
- 22) 土木学会包括設計コード策定基礎調査委員会: 包括設計コード案, 2003. 3.

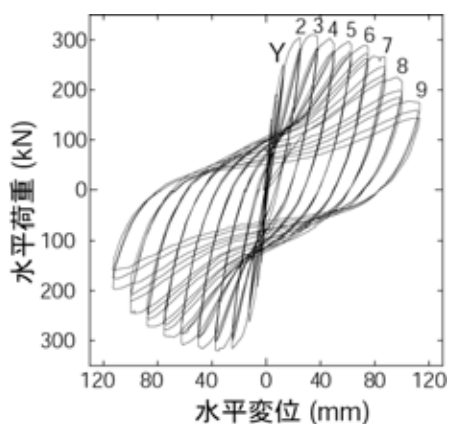
- 23) 岩津潤, 三木幸茂: 地盤の調査判定と活用, 鹿島出版会, 1977. 6.
- 24) Hirany, A. and Kulhawy, F.H.: Interpretation of load tests on drilled shafts, Part 3: Lateral and moment, Foundation Engineering: Current Principles and Practices, Vol. 2, ASCE, pp. 1160-1172, 1989. 6.
- 25) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物, 2000. 6.
- 26) 篠原登美雄, 久保浩一: 杭の横抵抗に関する実験的研究(その1) 垂直自由端単杭の横抵抗, 運輸技術研究所報告, Vol. 11, No. 6. pp. 1-74. 1961. 11.
- 27) 久保浩一: 杭の横抵抗の新しい計算法, 港湾技術研究報告, 第2巻第3号, 1964. 3.
- 28) Iwao Yoshida, Ryunoshin Yoshinaka: A method to estimate modulus of horizontal subgrade reaction for a pile, Soils and Foundations, Vol. 12, No. 3, 1972. 9.
- 29) 吉田巖: くい設計に用いる横方向地盤係数K値について(II), 土木技術資料, Vol. 6, No. 11. 1964. 11.
- 30) 今井常雄: 地盤の横方向K値の研究(3) 設計に用いるK値, 土と基礎, Vol. 17, No. 11, pp. 13-18, 1969. 11.
- 31) 今井常雄: 地盤の横方向K値の研究(4) LLT測定結果によるクイの横方向挙動の計算法, 土と基礎, Vol. 18, No. 1, pp. 11-16, 1970. 1.
- 32) Chang, Y.L.: Discussion on "Lateral pile loading tests" by feagin, Trans, ASCE, 1937.
- 33) 吉田巖, 足立義雄: ケーソン基礎の静的水平抵抗に関する実験的研究, 土木研究所報告, 第139号, 1971. 3.
- 34) 吉中竜之進: 地盤反力係数と、その載荷幅による補正, 土木研究所資料, 第299号, 1967. 7.
- 35) K. Terzaghi: Evaluation of coefficients of subgrade reacton, Geotec, Vol. 5, No. 4, 1955. 12.
- 36) 吉田巖: くい設計に用いる横方向地盤係数K値について(I), 土木技術資料, Vol. 5, No. 11. 1963. 11.
- 37) 緒方辰男, 倉知禎直, 古関潤一: 地盤変形特性の応力・ひずみレベル依存性を考慮した水平方向地盤反力係数の載荷幅依存性, 土木学会論文集III, No. 631 / III-48, pp. 371-381, 1999. 9.
- 38) 湯川保之, 大内正敏, 倉知禎直, 前田良刀, 古関潤一: ひずみレベルを考慮した地盤反力係数の寸法効果, 第32回地盤工学研究発表会, 1997. 7.
- 39) 前田良刀, 日下部治, 大内正敏: 密なスコリア層における大型3次元基礎の支持力特性, 土木学会論文集III, No. 430 / III-15, pp. 97-106, 1991. 6.
- 40) 岡原美知夫, 高木章次, 木村嘉富, 森浩樹, 浅井健一, 渡会正晃, 井上昭生, 龍田昌毅: 剛体基礎の支持力に関する実験的研究, 土木研究所資料, 第3087号, 1992. 3.
- 41) 川崎将生, 佐藤英隆, 山口嘉一, 中村昭: 礫岩の不均質性に着目した平板載荷試験, 第27回岩盤力学に関するシンポジウム講演会論文集, pp. 256-260, 1996. 2.
- 42) (社) 地盤工学会: 杭の水平載荷試験方法・同解説, 丸善, 1983. 10.

### 3章 杭基礎の副次的な塑性化を考慮した限界点の評価とそのモデル化

#### 3.1 概説

我が国の道路橋の設計に関しては、既に1980年代前半より、地盤水平抵抗のモデル化について限界状態設計法への移行を念頭に検討が開始されていた。そこでは、組杭中の一本の杭の弾性限界を超えたところに、どのような杭基礎全体系の限界状態が定義できるのか、どのような数値モデルで挙動を推定できるのか、どのような意図を持って照査値を設定できるのかを明確にしようとしていた。そして、実験室での、さらには現地での杭基礎の水平載荷試験データが積み上げられた。それが1995年の神戸の大震災を契機に急速に計算モデルとして標準化された。杭一本の弾性限界に着目していたモデルが発展し、地盤抵抗や杭体の非線形性を考慮したラーメン構造として解析するモデルになった<sup>1~4)</sup>。

照査点を定めるためには、ラーメン構造としての降伏点、最大耐力点、変形性能の限界点を知る必要がある。そこで、図-3.1.1に示すような、繰返しモーメント・水平載荷を天端にて受ける組杭模型の載荷実験が行われた<sup>5~8)</sup>。最終的に、全ての杭の塑性化により変位が急速に増大し始める点が系としての降伏点の一つとされ、また最大耐力力相当の強度が発揮され、かつエネルギー吸収能力を十分に残存させることを意図した点が許容塑性率として設定されている。



水平荷重-水平変位曲線



7d, サイクルのときの基礎の状態

図-3.1.1 3×2列場所打ち杭模型の繰返しモーメント・水平力載荷実験<sup>5)</sup>

このように、レベル2地震動に対する橋脚基礎の耐震設計においては、基礎の塑性化(基礎の系としての塑性化)を考慮する場合には塑性率を用いて耐震性能が照査される。道路橋示方書IV 下部構造編<sup>9)</sup>には、所定の構造細目を満足する橋脚基礎に関して許容塑性率が解説されている。基礎は地盤と構造部材が一体でフーチング上の構造を支持するものであるが、塑性率の制限値は、主に、部材の載荷実験にて観察された、部材の損傷過程と基礎システム(系)としての非線形挙動との関係に基づき定められている<sup>10)</sup>。許容塑性率を超えないように設計された橋脚基礎は、レベル2地震動に対して基礎に要求される耐震性能を有しているものと見なされる。

しかし、道路橋示方書には、基礎に要求される耐震性能が定性的にしか示されていない。今後、設計基準の性能規定化が図られて行く中で様々な耐震設計法や構造形式が提案されることが期待されるが、提案を検証するためには、要求性能がより具体的な表現で、もしくは数値として客観的に評価できる姿で示されている必要がある。すなわち、塑性率の制限値は性能が数値化されたものとして位置づけられるべきであろう。このためには、基礎が塑性率の制限値に達した場合であっても、具体的に、基礎がどの程度の損傷に収まっており、基礎にはどの程度の強度や変形性能が残存させられているのかということと定量的に関連づけて、塑性率の制限値を説明しなければならない。

このため、本論文では、

- 1) 塑性率の制限値を超えないように設計された場合に、構造力学的観点から見て基礎はどの程度の損傷状態にとどまることが意図されているのか。
- 2) 塑性率の制限値を超えないように設計された場合に、基礎はどの程度の残存強度・変形性能を有することが意図されているのか。
- 3) 副次的な塑性化を許容された場合に、基礎の挙動はどのようなモデル化において推定することが可能であるのか。

を過去の実験結果等を用いて明らかにするものである。なお、橋台基礎に関しても、塑性化を考慮して設計される場合には許容塑性率を用いて照査が行われるが、許容値は橋脚基礎の場合とは異なる<sup>9) 11)</sup>。橋台基礎の許容塑性率は、橋脚基礎の許容塑性率を基本に、橋台に特有な事項を考慮して提案されているものである。その設定法の背景について、詳細は文献<sup>12)</sup>を参照されたい。

以下に、レベル2地震時の照査に関する基本的な事項について述べておく。

#### (1) 基礎のモデル

基礎の水平抵抗は、Winkler 床上の梁としてモデル化される。このようなモデルを  $p$ - $y$  曲線モデルと呼ぶこともある。ここに、 $p$  が水平地盤反力度、もしくは基礎の部材が単位長さあたりに受ける水平地盤反力、 $y$  が基礎の変位である。道路橋示方書では、地盤の剛性と強度を同時に考慮するために、 $p$ - $y$  関係としてバイリニア型の抵抗特性を仮定している。なお、Winkler 床が一定剛性の線形バネであると仮定すれば、いわゆる林-Chang の方法が想定しているモデルと等価になる。地盤の鉛直抵抗も同様にモデル化することも考えられるが、杭基礎については杭軸方向の抵抗は杭の載荷試験結果で得られる杭頭反力・杭頭沈下量曲線をモデル化したバイリニア型のバネを杭頭部に設置することでモデル化される。部材は梁としてモデル化されるが、曲げモーメント・曲率関係には曲げによる塑性化が考慮されたモデルが用いられる。

#### (2) 静的解析と動的解析

地震時の基礎の挙動を評価する方法としては、大きく分けて、静的解析と動的解析の2つがある。平成8年および平成14年版の道路橋示方書とも、基礎の性能の照査は静的解析で行うものとされている。設計上の地盤面より上部の部材の耐震性能の照査については、状況に応じて

動的解析を行うこともあるが、その場合であっても、基礎の性能の照査においては、静的照査法を用いて、動的解析で得られた橋脚基部の断面力を作用させたときの基礎の挙動を評価し、性能を照査することにされている。基礎の挙動の評価に静的解析を用いる理由は以下の通りである。

- ・ 非線形動的解析を行うためには、地盤抵抗、例えば  $p$ - $y$  曲線の非線形履歴特性が必要であるが、平成 8 年および平成 14 年の改訂当時には知見が不十分であった。
- ・ 道路橋の構造的な特徴から、一基の下部構造とそれが支持している上部構造からなる振動単位を一質点系としてモデル化することが可能であり、一質点系の場合、一般論として、静的解析結果とエネルギー一定則を組み合わせることで、ある程度の精度で非線形応答を近似的に評価できると考えられている。

道路橋の場合、非常に大きな死荷重が重心の高い位置にあるという構造的な特徴を有しており、地震時には、上部構造に作用する慣性力の効果が顕著であり、かつ全体の振動モードは一次振動モードが卓越すると想定されることが多い。さらに、橋脚基部、もしくは基礎など、主たる塑性化を誘導すべき部位を事前に特定するので、橋の挙動を一質点でモデル化することが可能である。

一質点系としての基礎の非線形挙動は、一次振動モードに対応する慣性力を事前に決定した手順で橋に漸増作用させることで、逐次評価される(荷重漸増解析、もしくはプッシュオーバー解析と呼ばれる)。例えば、荷重漸増解析を用いて正弦波を入力した柱状体基礎の大型振動台実験の結果をある程度説明可能であることが確認されている<sup>13)</sup>。

なお、最近では、土木研究所において系統的な調査が行われ、 $p$ - $y$  曲線の履歴特性も明らかにされており、 $p$ - $y$  曲線モデルを用いた非線形動的解析により杭基礎の非線形応答を評価することが可能になってきている<sup>14~17)</sup>。同時に、地盤の振動変位の評価についても、振動台実験結果と数値解析結果の比較が行われており、地盤のパラメータの設定法について提案がされている<sup>18)</sup>。また、鉛直力を受ける杭の繰返し載荷実験も行われており、杭の鉛直方向の挙動についても実験的検証に基づくモデルの設定法の確立が期待されている<sup>19)</sup>。

### (3) エネルギー一定則による非線形応答の評価

非線形応答は、荷重漸増解析の結果から設定される一質点系としての荷重 変位曲線に、変位一定則、エネルギー一定則、非線形応答スペクトル法、等価線形解析等を適用することにより求めることができる<sup>20~23)</sup>。それぞれ固有周期帯や減衰特性などによって精度は変わる。中でも簡便な手法である変位一定則やエネルギー一定則は、一質点系の地震応答解析結果から帰納された経験則である。時刻歴応答解析結果とエネルギー一定則で求まる変位の関係は、ばらつきもかなり大きい。比較的短周期の構造物や加速度応答スペクトル一定の周期帯にある構造物への適用性が比較的良好とされている。これは、固有周期に比べて非常に短いパルス波に対する応答についてエネルギー一定則を理論的に説明可能であるということが背景にある。変位一定則とエネルギー一定則の両者を比べると、エネルギー一定則が常に大きめの変位を与えることから、合理性を保ちつつ安全側の設計結果を与える。したがって、道路橋基礎の耐震設計ではエネルギー一定則が用いられる。



また、限られた数ではあるが、土木研究所と埼玉大学の共同研究において、橋脚について振動台実験、時刻歴応答解析、エネルギー一定則による計算を比較した結果があり、エネルギー一定則において考慮する減衰定数の設定次第では、エネルギー一定則による結果も時刻歴応答解析による結果と同等の精度を有すると報告されている<sup>22)</sup>。しかし、上述のように地盤抵抗等の履歴特性が明らかではなかったことから、基礎に関してはこれまでのところエネルギー一定則の精度やそれを適用することの妥当性は十分に検証できていない。

#### (4) 基礎が副次的な塑性化に留められている状態であることを照査する際の照査手順と照査値

基礎が副次的な塑性化に留められている状態であることを照査する場合に関する照査の模式図を図-3.1.2 に示す。橋脚や基礎の非線形挙動は荷重漸増解析を用いて評価される。耐震性の照査は、橋軸および橋軸直角方向の二方向で行われる。荷重漸増解析は静的非線形解析である。地震荷重を模擬した、予め決められたパターンの水平荷重を予め決められた手順で漸増させていき、系としての強度や破壊形態および進展を逐次的に評価する。

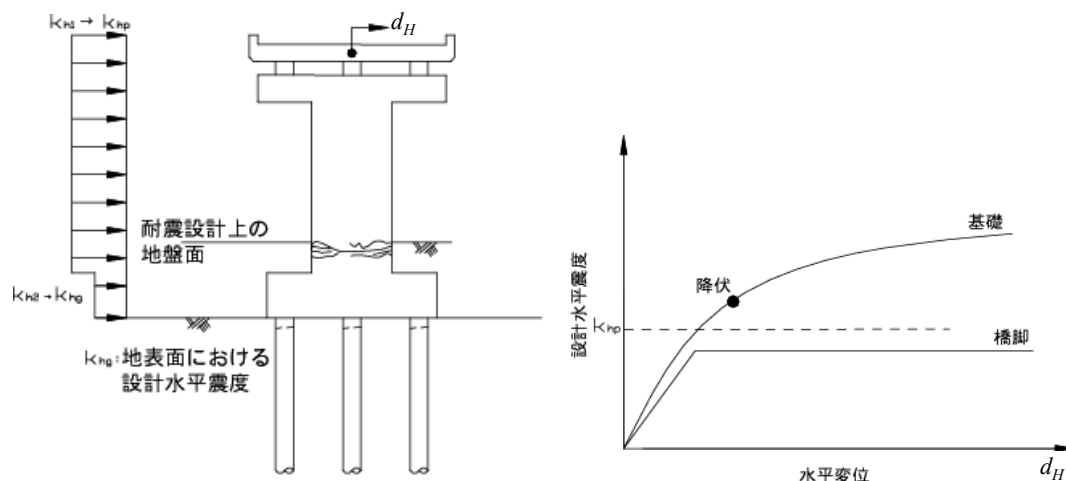


図-3.1.2 基礎が副次的な塑性化にとどめられている状態であることを照査する場合 ( $k_{hp}$  = 橋脚の終局耐力に対応する水平震度を 1.1 倍したもの)

図-3.1.2 において、橋脚に関する荷重漸増解析結果は上部構造慣性力作用位置における水平震度  $k_h$  と同じ位置における水平変位  $d_H$  の関係で、基礎に関する結果の模式図は上部構造慣性力作用位置における水平震度  $k_h$  と同じ位置の水平変位のうち基礎の変位に起因する分  $d_H$  の関係で示されている。

橋脚の荷重漸増解析では、橋脚基部が固定端であるとし、上部構造および橋脚に等分布の水平震度を与える。橋脚がその終局耐力に達するときの水平震度が求まる。大まかには、その水平震度が基礎の設計に用いるための設計水平震度  $k_{hp}$  になる。基礎の荷重漸増解析においては、フーチング上面より上部では高さ方向に等分布の水平震度を仮定し、橋脚が終局耐力に達する震度  $k_{hp}$  を載荷するものとされている。さらに、杭基礎の場合には基礎体の剛性が比較的柔であるため、フーチングに生じる慣性力が基礎の地震時挙動に与える影響が無視できない場合が多く、また杭基礎に生じる変位においても並進(Sway) モードも回転(Rocking) モードと同様に無



視できない場合が多い。したがって、設計地盤面上の水平震度  $k_{hg}$  をフーチングに考慮する。

載荷手順には様々な方法が考えられ、設計基準毎に特色があるが、道路橋の設計実務では一般的に次のような載荷手順が用いられる。加速度応答スペクトルとして与えられる橋脚・基礎系としての設計水平震度を  $k_{hc}$  とし、桁および橋脚に与える水平震度  $k_{hl}$  が  $k_{hc}$  に、フーチングに与える水平震度  $k_{h2}$  が  $k_{hg}$  に同時に達するように比例載荷する(図-3.1.3)。ただし、載荷の途中において桁および橋脚の水平震度  $k_{hl}$  が  $k_{hp}$  に達したとき以後は、 $k_{hl} = k_{hp}$  として  $k_{hl}$  を保持し、 $k_{h2}$  が  $k_{hg}$  に達するまで載荷を続ける。 $k_{h2}$  が  $k_{hg}$  に達したとき、荷重漸増解析は終了する。ある載荷ステップ  $i$  においてフーチング下面に作用する水平力  $P_H$  は、

$$P_H = W k_{hl}(i) + W_f k_{h2}(i) \quad (3.1.1)$$

である。ここに、 $W$  = 上部構造慣性力を算定するための等価重量、 $W_f$  = フーチング重量である。柱状体基礎の場合は、頂版に生じる慣性力、すなわち  $k_{hg}$  を無視することが多い。したがって、 $k_{hl}$  が  $k_{hp}$  に達した時点で荷重漸増解析は終了する。

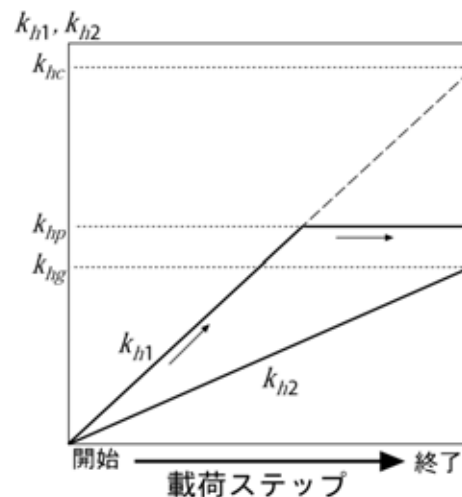


図-3.1.3 載荷方法

そして、荷重漸増解析が終了したときに、基礎が系としての降伏に達していないことを照査する。この照査を満足することにより、橋脚躯体が終局耐力に達した場合であっても基礎が系として降伏しないことが満足される。基礎の系としての降伏は、地盤の非線形挙動、基礎体の浮き上がり、また部材の塑性化をおのおの考慮した上で、それら全ての影響が考慮された系としての降伏である。道路橋示方書では、

基礎の降伏は、基礎部材の塑性化、地盤抵抗の塑性化、基礎の浮上りのいずれかにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時とする。

と規定されている。これは前述のように、系としての挙動が弾性で見なせる領域を超えたときは、地震作用の単位増分に対する基礎の変位量の増分量が急増するという変化を見せることを意味しており、たとえば  $\log k_h - \log d_H$  分析を行い判別することができる。

一般的な諸元、および地盤条件の道路橋基礎に荷重漸増解析を行い、分析した結果に基づけば、基礎系が降伏に至ったときに次のような現象が見られることが多い。

#### 杭基礎

- ・全ての杭部材が降伏する。
- ・一列の杭の杭頭反力が押込み支持力に達する。

#### 柱状体基礎の場合

- ・基礎本体部材が降伏する。
- ・前面の水平地盤抵抗が塑性化する範囲が基礎の軸方向に基礎長の60%に達する。
- ・基礎底面の浮き上がり範囲が底面積の60%に達する。

また、基礎の変位が構造物の変位に与える影響を調べ、構造物全体として許容できる変位であることを照査する。基礎の残留変位に関しては、基礎が主たる塑性化に達しない場合には一般に問題になることはない。

(5) 主たる塑性化は認めるが復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じていない状態であることを照査する際の照査手順と照査値

やむを得ず基礎の塑性化を許容する場合の例を図-3.1.4に示す。道路橋のように桁の重量が非常に大きい構造物は、全体系の挙動を等価な一自由度系に置き換えることができる。そして、基礎が塑性化する場合には基礎・地盤系が橋全体系の変位を支配するものと考えられる。そこで、道路橋示方書では、図-3.1.4に示すように、基礎・地盤系の変形が支配的になる場合を想定した弾性応答震度 $k_{hcf}$ を上部構造および橋脚に、地表面において生じ得る地盤の水平震度 $k_{hg}$ をフーチングに与えて荷重漸増解析を行う。そして、その結果とエネルギー一定則を用いて基礎の応答を算出し、最終的に、応答塑性率 $\mu_{FR}$ が許容塑性率 $\mu_{FL}$ 以下であることを照査する。さらに、基礎の変位が構造物の変位に与える影響を調べ、構造物全体として許容できる変位であることを照査する。

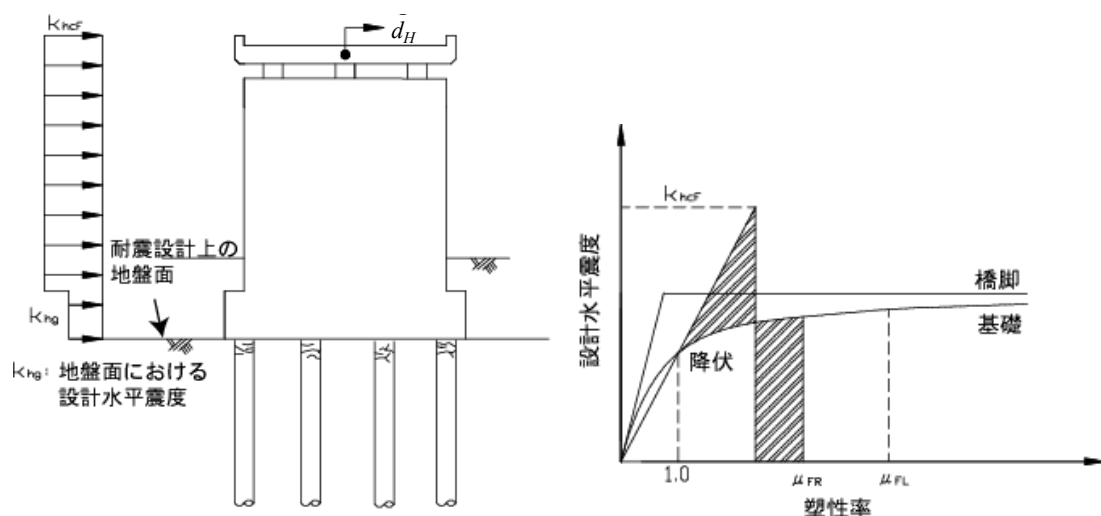


図-3.1.4 基礎の塑性化を考慮する場合

組杭基礎の場合には、複数の部材から構成されるためにその崩壊挙動に対する数値解析の能力が十分でない場合が多い。道路橋示方書に示されているモデルよりも詳細なモデル、たとえ

ば、杭の非線形の曲げ抵抗に関して、基礎の水平変位に伴い、各杭に生じる軸力が変動することを考慮して逐次的に杭のモーメント・曲率関係を設定するモデル<sup>5)</sup>や杭をファイバー要素でモデル化し、軸力の変動と材料の非線形性を考慮するモデル<sup>24) 25)</sup>であっても、応力ひずみ関係の設定法や計算精度について改善すべき点が多く、未だ広く使用可能というわけではない。

一方、このような数値解析上の問題点について、地震時保有水平耐力法における杭基礎の応答計算では、道路橋示方書<sup>9)</sup>に以下のように解説されているとおり配慮されている。

基礎の応答塑性率を算定する場合、基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比  $r$  が必要となる。杭基礎の降伏が杭体の塑性化から決まる場合には、 $r = 0$  とするのがよい。これは、杭体が全て塑性化した後は、一般に基礎の耐力が大きくは増加しないことを考慮したものである。

このように、数値計算上の問題点から数値計算が基礎系全体の耐力を大きく評価する傾向にあることから、数値解析結果としては全杭が降伏した変位程度までを確度の高い数値として、設計において参考とされることが多い。

せん断の照査については、杭基礎に作用するせん断力と杭基礎のせん断耐力を比較することにより照査される。杭基礎に作用するせん断力は、計算上杭に発生するせん断力の合計として扱われる。杭基礎の降伏が部材の塑性化から決まる場合に、よく用いられている照査法の概念図を図-3.1.5 に示す。杭体の塑性化が要因で杭基礎が降伏に達した後は、それを超える非線形応答中には杭基礎は全杭が降伏したときの耐力を有しているものと仮定する(図-3.1.5、[A]参照)。そして、応答値は数値解析を用いるのではなくエネルギー一定則を用いて算出している(図-3.1.5、[B]参照)。そして、照査では、許容塑性率  $\mu_{FL}$  を用いて照査している。塑性率の制限値は、復旧に支障となる過大な変形や損傷が生じない状態を満足するように設定されるものである。これについては、図-3.1.1 に示すような実験結果に基づいて与えられている。そして、本章は、その設定された値の工学的な意義を性能規定化の観点から再考察するものである。

さらに、非線形応答変位に対応する状態における杭基礎系全体に作用するせん断力の評価は図-3.1.5 の[C]のようにして評価される。エネルギー一定則で得られた応答変位に対応する点を荷重漸増解析結果の荷重-変位曲線の上において探しだす。その荷重-変位曲線上の点に対応する状態において杭頭断面に生じているせん断力の合力を杭基礎に作用するせん断力とする。たしかに、塑性化が大きい領域では数値計算は実際よりも基礎系全体の耐力を大きく評価する傾向にあるかもしれず、その場合、基礎系全体に生じるせん断力も大きめに評価されるが、それは結果として、安全側になっているという一種の割切りがなされている。

杭基礎のせん断耐力は、同様に杭のせん断耐力を杭本数分合計したものとして扱われる。そして、上記で求めたせん断力が杭基礎のせん断耐力を超えないことを照査する。

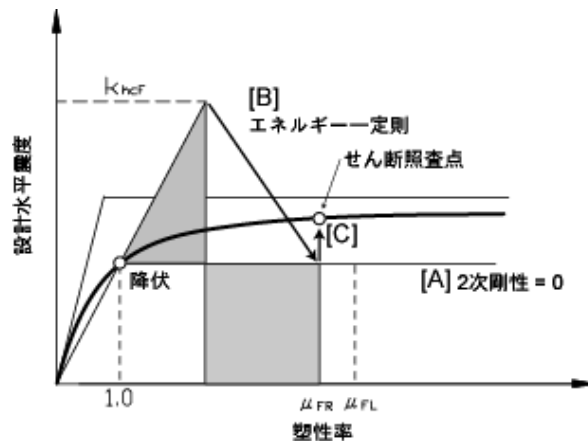


図-3.1.5 杭体の塑性化により基礎の塑性化が進展する場合の照査

ところで、荷重漸増解析で荷重-変位曲線を得る過程で、実験に基づき設定した許容塑性率に達する以前に計算上では全杭で終局曲げモーメントに達してしまうことも生じ得る。しかし、これについては、計算モデルの問題であり、計算結果が実際の損傷の進展を忠実に再現しているものではないと考えられている。実験を行い、塑性率の制限値を与えたことは、このような数値解析能力の不備も補っているという側面がある。しかし、今後、既設基礎の耐震性能の再評価において、個々の案件において現状の設計よりも性能をよりきめ細かに評価しようと試みる場合もあるだろう。そのためには、前述のようなより高度な数値解析技術の開発への取り組みが必要とされており、今後の技術開発が期待されるものである。

また、せん断力に対する照査に関しては、例えば一列、一本の杭にせん断破壊が生じたときの杭基礎の系としての地震時挙動の変化については不明な点が多く、レベル2地震動に対しても個別の杭に対してせん断力に対する照査をするのか、現状のように全杭の和としてのせん断力に対する照査を行うのが良いのかという点において、なお議論の余地がある。これについては、個々の杭に生じるせん断力の評価精度と、地盤に囲まれる棒部材という特徴を有する杭としてのせん断耐力の評価精度の両者について、今後研究が進展した時点で再度検討されるべきであろう。

### 3.2 組杭基礎の挙動にみる限界点とそのモデル化

#### 3.2.1 はじめに

欧州や北米では、構造物の設計に1970年代後半から限界状態設計法が取り入れられてきた。限界状態設計法とは、ある荷重状態に対して生じることが望ましくない構造物の状態を明確にし、その限界状態を超えないことを照査するものである。さらに、信頼性設計の概念と結びつけ、限界状態を超えていないことを一定の確率で満足するように、統計的な手法で安全係数を定めようとする研究が行われている。

一方、わが国の道路橋の設計は、従来より許容応力度設計法により行われてきたが、ある荷

重状態に対して生じることが望ましくない構造物の状態を明示し、設計者やユーザーに示すことができるという限界状態設計法の利点を取り入れるべく、わが国固有の問題について検討が進められてきた。道路橋下部構造についてその契機は、昭和63年より当時の建設省土木研究所の主導のもと、旧道路関係公団(日本道路公団、首都高速道路公団、本州四国連絡橋公団、阪神高速道路公団)の協力を得て、財団法人国土開発技術研究センターに道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究委員会<sup>26) 27)</sup>が設置されたことにある。それに併せて、旧土木研究所基礎研究室においても、限界状態設計法に関する研究が開始された。わが国の下部構造の規模が地震時の水平荷重によって決定される場合が多いことから、限界状態の定義そのものなど、地震の少ない海外の基準とは異なった検討が必要であることが認識されるとともに、研究成果の一部が平成2年版の道路橋示方書に反映された。

道路橋示方書では、基礎の限界状態を、上部構造からの荷重を確実に支持するという観点から記述している。そして、設計法は、(過程1) 基礎の性能を保証するために基礎や周辺地盤をどのような状態に保たねばならないと行けないかという意図があり、(過程2) 上部構造からの荷重の入力に対して基礎がどのように挙動するのかを知り、(過程3) 最終的に照査値とモデルが対になって提案されるという3つの過程を経て確立されている。例えば、橋の供用期間中に想定する荷重状態(常時、暴風時、レベル1地震時)の設計にあつては、橋梁全体系の健全性を保証するために、橋梁各部の挙動を弾性範囲、もしくは弾性に見なせる範囲に押さえている。これは、供用されていて当然と思われる期間内において基礎は可逆的な挙動をするとみなせるようにしておき、変わらぬ地盤および部材抵抗特性を発揮できるようにしておくため、変状を来すことが無いようにするため、そして、道路としての機能がたびたび失われるという最悪の事態を許さないためである。そして、これに対応する杭基礎の「評価指標」、「照査基準」、「検証方法」については、2章において言及したとおりである。

さらに大きな変位の発生を念頭においた地盤水平抵抗の数値モデルについても、旧土木研究所基礎研究室は既に平成2年頃から検討を開始していた。そこでは、組杭中の一本の杭の弾性限界の向こう側に、どのような杭基礎全体系の限界状態が定義できるのか、どのような数値モデルで挙動を推定できるのか、どのような意図を持って照査値を設定できるのかを明確にしようとしていた。そして、旧建設省土木研究所や日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団において、実験室での、さらには現地での杭基礎の水平載荷試験データが積み上げられた<sup>1)</sup>。それらの研究が1995年の神戸の大震災を契機に急速に計算モデルとして標準化された。杭一本の弾性限界に着目していたモデルが発展し、地盤抵抗や杭体の非線形性を考慮したラーメン構造として計算するモデルとなった。

ここでは、平成8年版以降の道路橋示方書に採用された、水平力を受ける杭について、杭一本の弾性限界を超えた領域まで計算する場合の地盤抵抗のモデル化についてとりまとめるものである。今日的な観点から見れば、過去の計算モデルを踏襲しようとするあまり、現在の道路橋示方書における計算モデルは問題点も多い。例えば、地盤反力度の上限値については多層系として個別の土層の特性が考慮されているが、地盤反力係数については多層系を一層系に置き換えた、いわゆる逆算 $k_H$ がベースにされているなどの矛盾もある。また、常時の $k_H$ に対して地震時の $k_H$ を2倍することの理由についても、理論的解釈は必ずしも十分ではない。このため、将来

の設計法が信頼性を考慮したものとなっていくことに鑑み、現在の計算モデルが与える基礎の荷重-変位関係の誤差についても評価することにした。

### 3.2.2 検討に用いる水平載荷試験結果

単杭が受ける水平地盤抵抗を検討するために、以下に示す条件を満たす単杭の水平載荷試験結果を用いることとした。

1. 従来の設計で想定していた発生変位レベルよりも大きな変位レベルまで載荷しているデータ(試験最大変位が杭径の5%以上)
2. 土質構成のデータがある。
3. 杭体の曲げモーメント( $M$ )・曲率( $\phi$ ) 関係が明瞭な打込み鋼管杭、中掘り鋼管杭または場所打ち杭のデータ

文献調査などより、表-3.2.1、図-3.2.1～図-3.2.3に示す砂質土主体8ケース、粘性土主体4ケース、互層4ケースの合計16ケースの載荷試験データを用いることにした。土質の分類(砂地盤、粘性土地盤および互層)については、杭の水平抵抗に寄与する主たる地盤である地表から $1/\beta$ の深さの範囲にある地盤に着目し、砂地盤・粘性土地盤のおおの層厚の合計のいずれかが、80%以上占めている場合はその土層区分に、80%未満の場合は互層として区分した。

組杭については、表-3.2.2、図-3.2.4に示すとおり、文献調査などにより1) 杭配置が判明しているデータ、2) 杭体の曲げモーメント分布を得ることができるデータを中心に9ケース(砂質土主体8ケース、粘性土主体1ケース)の載荷試験データを用いることとした。また、各水平載荷試験の載荷点高さおよび変位量  $y$  の計測位置を表-3.2.3に示す。

表-3.2.1 検討に用いる水平載荷試験データ[単杭]

ID	杭種	施工方法	杭径 $D$ (m)	杭長 (埋込 長) $l$ (m)	$l/D$	試験最 大荷重 $P_{max}$ (kN)	試験最大荷重時 変位量 $y_{max}$ (mm)		土層 区分
							$y_{max}$ (mm)	$y_{max}/D$ (%)	
5501	鋼管杭	打込み	0.600	45.000	75.000	441.0	41.6	6.94	砂質土
5514	鋼管杭	打込み	0.610	23.500	38.550	588.0	106.3	17.43	砂質土
5531	鋼管杭	打込み	0.813	36.500	44.906	490.0	113.4	13.95	粘性土
5533	鋼管杭	打込み	0.800	45.000	56.250	980.0	79.9	9.99	互層
5553	鋼管杭	打込み	0.914	26.000	28.434	784.0	56.5	6.18	粘性土
6506	鋼管杭	打込み	0.813	30.000	36.900	490.0	70.0	8.61	粘性土
6510	鋼管杭	打込み	0.600	18.000	30.000	382.2	135.0	22.50	粘性土
5525	鋼管杭	打込み	0.800	51.000	63.750	294.0	53.5	6.69	互層
9001	鋼管杭	模型杭	0.114	3.900	34.121	22.5	62.1	54.33	砂質土
9003	鋼管杭	模型杭	0.102	4.400	43.307	69.6	138.8	136.61	砂質土
9009	鋼管杭	打込み	0.319	14.400	45.212	332.4	332.1	104.27	砂質土
9010	鋼管杭	模型杭	0.102	2.000	19.685	26.5	119.1	117.22	砂質土
6531	場所打ち杭		1.000	24.000	24.000	637.0	118.8	11.88	砂質土
6534	場所打ち杭		1.200	28.900	24.083	1225.0	188.2	15.68	砂質土
互層No2	鋼管杭	打込み	0.600	43.400	72.333	980.0	79.9	13.32	互層
土研単杭	場所打ち杭		1.200	24.400	20.333	784.0	172.4	14.37	互層

表-3.2.2 検討に用いる水平載荷試験データ[組杭]

ID	杭種	施工方法	杭径 $D$ (m)	杭長 (埋込 長) $l$ (m)	$l/D$	試験最 大荷重 $P_{max}$ (kN)	試験最大荷重時 変位量 $y_{max}$ (mm)		杭配置 (載荷方 向本数× 直角方 向本数)	土層区分
							$y_{max}$ (mm)	$y_{max}/D$ (%)		
6544	鋼管杭	打込み	0.319	14.70	46.15	261.3	239.8	75.29	3×3	砂質土
9002	鋼管杭	模型杭	0.114	3.90	34.12	24.5	36.2	31.67	2×2	砂質土
9005	鋼管杭	模型杭	0.102	4.40	43.31	52.0	169.1	166.44	2×1	砂質土
9007	鋼管杭	模型杭	0.102	4.40	43.31	44.1	170.1	167.42	3×1	砂質土
9008	鋼管杭	模型杭	0.102	4.40	43.31	37.3	186.1	183.17	3×3	砂質土
9018	鋼管杭	模型杭	0.102	2.00	19.69	16.7	99.9	98.33	2×2	砂質土
6532	場所打ち杭		1.000	22.00	22.00	1048.6	131.0	13.10	2×1	砂質土
6535	場所打ち杭		1.200	28.90	24.08	2232.2	418.0	34.83	3×3	砂質土

表-3.2.3 載荷点高さおよび水平変位計測高さ

ID	載荷点高さ (m)	水平変位計測高さ (m)
5501	GL+0.24	GL+0.085
5514	GL+0.20	GL+0.10
5525	GL±0	GL±+0
5531	GL+0.40	GL+0.40
5533	GL+0.50	GL+0.50 と仮定
5553	GL+0.50	GL+0.50
6506	GL+0.30	GL+0.30
6510	GL+0.10	GL+0.10
6531	GL+0.50	GL+0.50
6532	GL+0.75	GL+0.75
6534	GL+0.45	GL+0.45
6535	GL+0.90	GL+0.20
6544	GL+1.30	GL+1.30 と仮定
9001	GL+0.30	GL+0.10
9002	GL+0.30	GL+0.10
9003	GL+0.32	GL+0.12
9005	GL+0.32	GL+0.12
9007	GL+0.32	GL+0.12
9008	GL+0.32	GL+0.12
9009	GL+0.50	GL+0.50
9010	GL+0.15	GL+0.15 と仮定
9018	GL+0.25	GL+0.05
互層 No.2	GL+0.40	GL+0.40
土研単杭	GL+0.60	GL+0.60



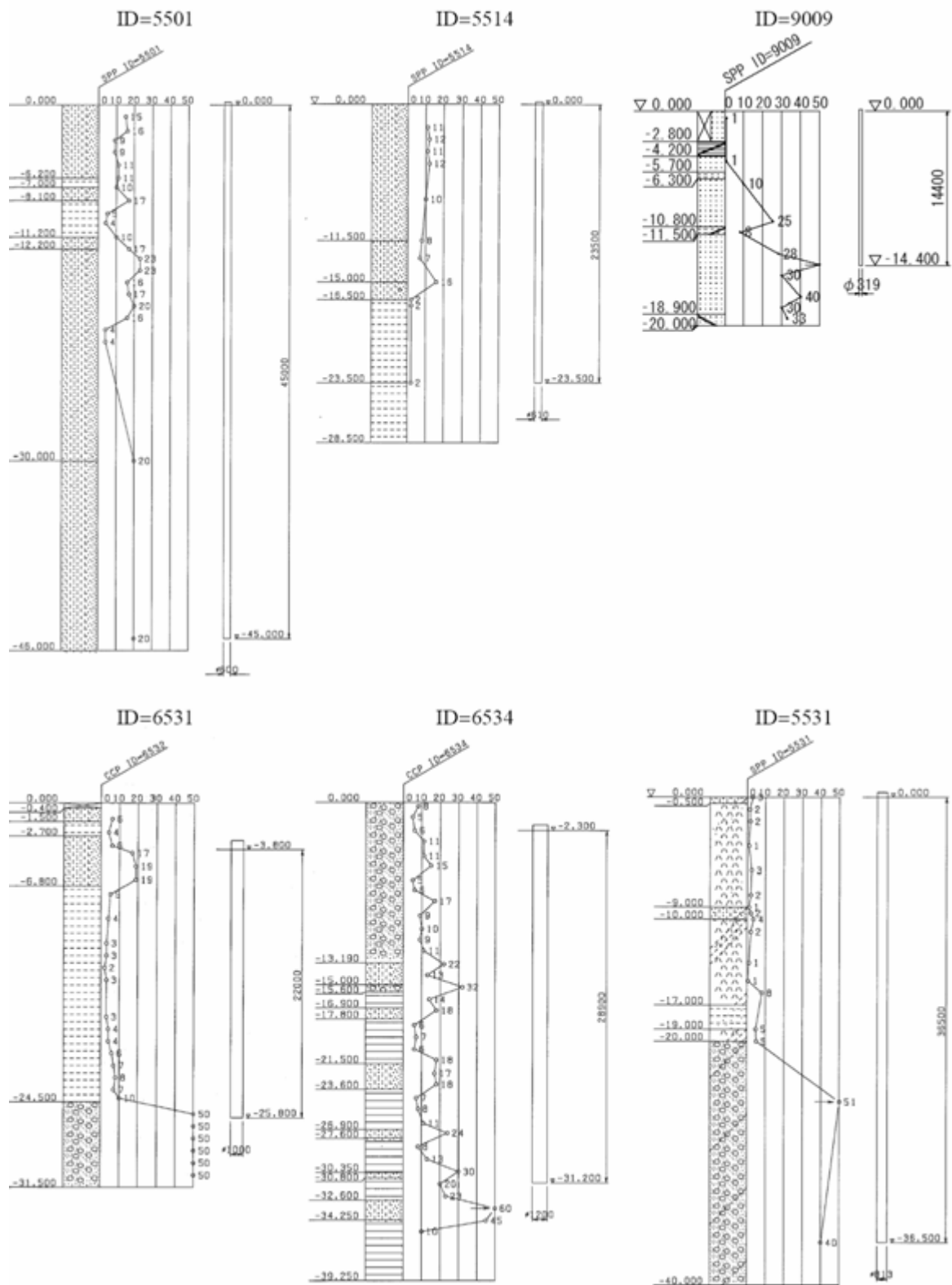


図-3.2.1 ボーリング柱状図 (単杭その1 単位: mm)

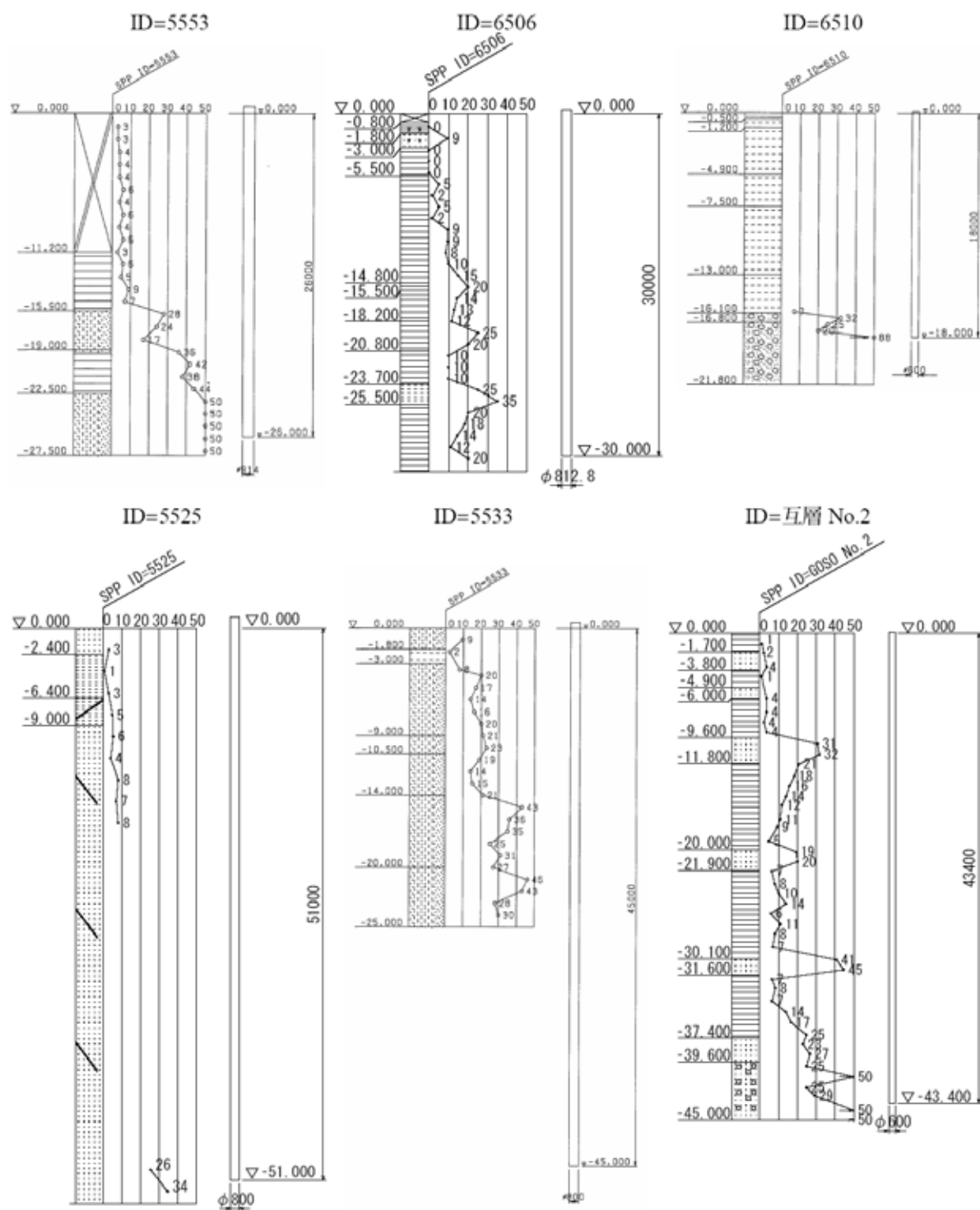


図-3.2.2 ボーリング柱状図 (単杭その2 単位: mm)

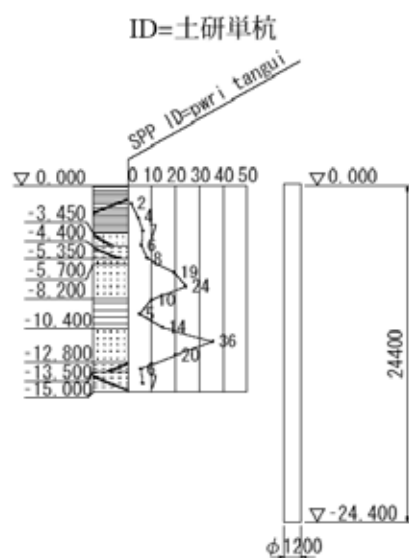


図-3.2.3 ボーリング柱状図 (単杭その3 単位: mm)

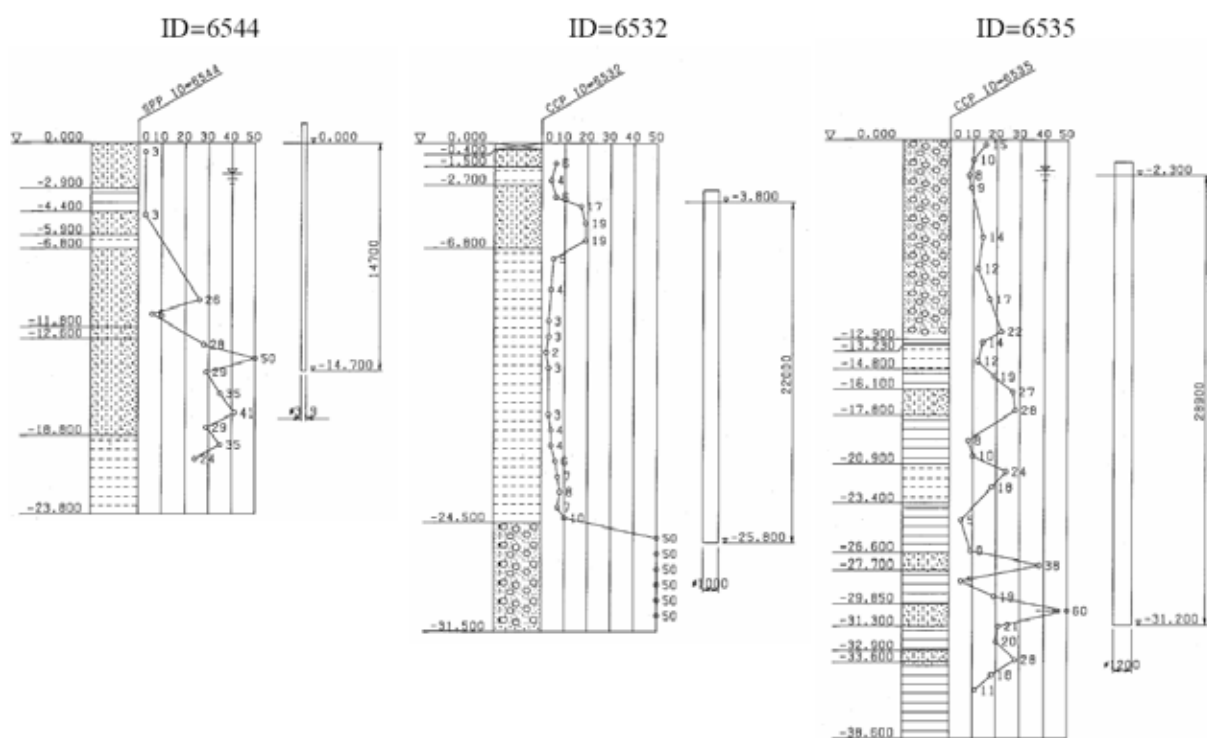


図-3.2.4 ボーリング柱状図 (組杭 単位: mm)

### 3.2.3 単杭が受ける地盤水平抵抗のモデル化

杭のある深度での地盤反力度  $p$  と変位  $d_H$  の関係は、図-3.2.5に示すように変位のごく小さいうちから非線形性を示す。常時、レベル1地震時の設計では、除荷後に顕著な残留変位が生じない範囲の変位レベルに杭の変位を収めるように設計するものとされ、その範囲で線形の地盤反力度-変位関係を仮定している。平成2年版の道路橋示方書を改定するにあたって行なわれた研究<sup>28)</sup>ではその変位レベルは4%程度と考えられており、ばらつきの大きさなどを加味し、道路橋示方書による設計では許容変位として設計地盤面上位置で杭径の1%とされた(平成2年版道路橋示方書<sup>29)</sup>、平成4年版杭基礎設計便覧<sup>30)</sup>)。そして、土質試験結果からの地盤反力係数の推定法は、杭径の1%変位が杭頭で生じている時に対して載荷試験で得られる逆算  $k_H$  を推定するように作られた。しかし、このようにして得られた地盤反力係数を用いた計算により杭の挙動を追跡するに当たっては、変位レベルが大きくなると誤差が大きくなる。そこで、非線形の  $p$ - $d_H$  曲線を仮定したモデルが検討された。過去にも様々な曲線が提案されたが<sup>31~33)</sup>、最も単純なバイリニア型でモデル化することが考えられた。そして、旧来よりのケーソン基礎の設計法との連続性を保つため、地盤反力度とクーロン土圧を関連づけることにし、初期剛性と地盤反力度の上限値を次式で与えることが考えられた。

$$k_H = \alpha_k \times (k_H \text{の基準値}) \quad (3.2.1)$$

$$p_{HU} = \alpha_p \times (\text{クーロンの受働土圧強度}) \quad (3.2.2)$$

ここに、 $p$ - $d_H$ 関係は各深度ごとに設定され、 $k_H$ は地盤反力係数、 $p_{HU}$ は杭に作用する水平地盤反力度の上限値、 $\alpha_k$ と $\alpha_p$ は補正係数であり、載荷試験結果に対するキャリブレーションより設定されるものである。検討にあたっては、少なくとも浅い深度で地盤反力度が非線形性を示すように、前述の研究から杭径の5%以上の変位が載荷された載荷試験結果を用いるものとした。以下の項では $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ の同定法について説明する。

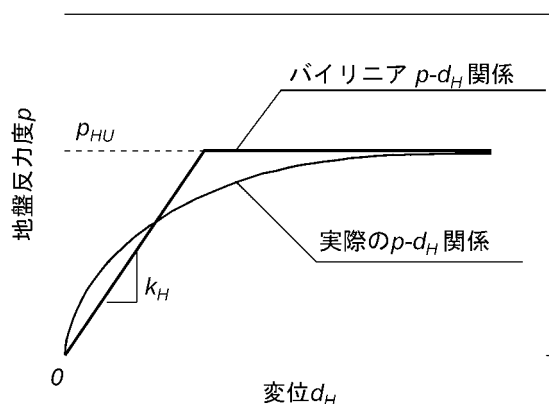


図-3.2.5 バイリニア  $p$  -  $d_H$  関係

なお、以下のキャリブレーションにおいては、後述のように $k_H$ の値の違いが杭の荷重-変位曲線の違いに与える影響は、 $p_{HU}$ の違いが与える影響に比べると小さいため、簡略化のため地盤反力係数の基準値 $k_H$ を $\alpha_k$ 倍することにした。ただし、実際の挙動をより反映させる意図から、 $k_H$ の基準値は地盤調査結果から推定するのではなく、林-Changの式を用いて杭の載荷試験結果から、杭頭で杭径の1%変位が生じたときの杭頭反力を再現するような、深さ方向に一定の地盤反力係数を逆算して設定している。

#### 3.2.4 単杭における $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ の感度分析

$\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ を変えた計算を多数行い、載荷試験結果を再現するような値を同定する作業を行う。しかし、その組み合わせは非常に多いため、いずれのパラメータが計算結果に大きく影響を与えるのか事前に把握しておく必要がある。そこで、単杭の水平載荷試験について、地震時保有水平耐力法モデルに用いる地盤反力係数 $k_H$ の補正係数 $\alpha_k$ と水平地盤反力度の上限値 $p_{HU}$ の補正係数 $\alpha_p$ をパラメータにして変化させた場合に、これらの変化が荷重変位曲線に与える影響の感度分析を行った。

ここでは、検討対象データから表-3.2.4に示す砂質土地盤、粘性土地盤、互層地盤にある単杭それぞれ1ケースについて実施した。水平載荷試験は、一方向多サイクル載荷で行われた。

着目する指標は、荷重変位曲線における各変位レベルでの荷重とした。着目した変位レベルは本章で小変形時、中変形時および大変形時と呼ぶもので、小変形時は杭径の1%、中変形時は3.5%および6%、大変位時は10%とした。ここで、1%変位はレベル1地震時の制限値、3.5%変位は軟弱地盤( $N < 4$ )におけるレベル1地震時の制限値(緩和値)、6%変位は軟弱地盤( $N < 4$ )の粘性土での弾性限界変位の平均値、10%変位は軟弱地盤の粘性土での弾性限界変位の最大値より設定した。

表-3.2.4 試算に用いた載荷試験データ

	ID	杭種	施工方法	杭径	載荷試験結果 最大荷重時		
				$D$ (mm)	$P_{\max}$ (kN)	$y_{\max}$ (mm)	$y_{\max}/D$ (%)
砂質土	5514	鋼管杭	打込み	609.6	588.0	106.3	17.43
粘性土	5531	鋼管杭	打込み	812.8	490.0	113.4	13.95
互層	5533	鋼管杭	打込み	800.0	980.0	79.9	9.99

対象載荷試験データは荷重載荷高さおよび変位計測高さがいずれも地表面から杭径 $D$ 以下のデータであるので、本項では突出長が杭の変形に与える影響を無視する。変位計測位置での変位を地表面位置での変位であると想定するとともに、地表面位置に作用する曲げモーメントもゼロであると想定する。杭径の1%変位したときの変位量 $y_{1\%}$ に対応する荷重を $P_{1\%}$ とする。このとき、荷重-変位曲線における割線剛性 $K_{1\%}$ は次式で求まる。

$$K_{I\%} = \frac{P_{I\%}}{y_{I\%}} \quad (3.2.3)$$

また、林-Changの式<sup>34) 35)</sup>では割線剛性 $K_{I\%}$ は次式で表される。

$$K_{I\%} = 2EI\beta^3 \quad (3.2.4)$$

ここに、 $1/\beta$ は次式で得られる。

$$1/\beta = 1/\sqrt[3]{\frac{K_{I\%}}{2EI}} = 1/\sqrt[3]{\frac{P_{I\%}}{2EI \cdot y_{I\%}}} \quad (3.2.5)$$

また、 $\beta$ は以下のとおり定義されている。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad (3.2.6)$$

したがって、最終的に $k_H$ は次式で表される。

$$k_H = \frac{4EI \left( \sqrt[3]{\frac{P_{I\%}}{2EI \cdot y_{I\%}}} \right)^4}{D} \quad (3.2.7)$$

水平地盤反力度の上限値は受働土圧強度と関連づけるものとし、受働土圧としてクーロン土圧を用いる。

$$p_U = K_P Gz \quad (3.2.8)$$

$$K_P = \frac{\cos^2 F}{\cos \theta \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(F-\theta) \sin(F+\tau)}{\cos \theta \cos \tau}} \right)^2} \quad (3.2.9)$$

ここに、 $K_P$ は受働土圧係数、 $F$ は土のせん断抵抗角、 $\theta$ は杭体と土の壁面摩擦角で $F/3$ 、 $\tau$ は地表面と水平面とのなす角度でここでは0とする。

さらに、各層の受働土圧強度の算出に必要な地盤のせん断強度( $c, F$ )は、土質試験結果から求めるものとする。土質試験結果が無い場合には $N$ 値から推定を行うが、 $N$ 値から $F, q_u, c$ を推定する場合は、本項における検討の趣旨に照らし、土質試験を行ったときに最も得られる可能性が高い値を推定する。 $N$ 値との関係について、ばらつきの影響を加味して安全側の値を仮定するような配慮を行わず、あえて $N$ 値との平均的な関係を用いる。 $N$ 値から推定する場合、砂質土の

せん断抵抗角 $F$ は次式による<sup>36)</sup>。

$$F = 4.8 \ln N_I + 23(^{\circ}) [N\text{値} > 5], \quad F = 23(^{\circ}) [N\text{値} \leq 5] \quad (3.2.10)$$

ここに、 $N_I$ は上載圧の影響を考慮して補正した $N$ 値で次式で表される。

$$N_I = \frac{170N}{\sigma'_v + 70} \quad (3.2.11)$$

ここに、 $N$ は標準貫入試験から得られた $N$ 値、 $\sigma'_v$ は有効上載圧で標準貫入試験を実施した時点の値である。ここで、 $N$ 値が小さく、例えば5以下のときには $N$ 値から土質定数を推定することは避けるべきであるとされているが、過去の試験結果であることから当時検討された以上の土質試験結果、原位置調査結果が得られないので、本論文ではやむを得ず $N=0$ を代入した値である $F=23^{\circ}$ を $N \leq 5$ では適用することにした。

粘性土については、 $N$ 値と一軸圧縮強度 $q_u$ の関係について多数のデータが文献<sup>37)</sup>にまとめられている結果から、相関式を検討した。その結果、本論文では次式で代替することとした。

$$q_u = 25N \quad [N\text{値} > 5], \quad q_u = (40 + 5N)^{1.15} \quad [N\text{値} \leq 5] \quad (3.2.12)$$

後者は、大崎の推定式<sup>38)</sup>から平均値を推定したものである。さらに、粘着力 $c$ は、

$$c = 0.5 q_u \quad (3.2.13)$$

として算出した。

また、土の単位重量も、物理試験結果があるものに関してはそのデータを優先し、得られないデータについては次の値を設定した。

- ・ 砂地盤: 湿潤単位重量 $G = 18 \text{ kN/m}^3$ 、有効単位重量 $G' = 9 \text{ kN/m}^3$
- ・ れき地盤: 湿潤単位重量 $G = 19 \text{ kN/m}^3$ 、有効単位重量 $G' = 10 \text{ kN/m}^3$
- ・ 粘土地盤: 湿潤単位重量 $G = 17 \text{ kN/m}^3$ 、有効単位重量 $G' = 8 \text{ kN/m}^3$

なお、地下水位位置に関する明確な情報が無かったので、一律に有効単位重量 $G'$ を用いた。

杭体の曲げモーメント・曲率関係は、鋼管杭では図-3.2.6に示すバイリニア型、場所打ち杭では図-3.2.7に示すテトラリニア型とした。ここに、図-3.2.6で $Y$ 点は降伏点、 $Y'$ 点は全塑性モーメントに達する点を示す。図-3.2.7で $C$ 点はひび割れ発生点、 $Y$ 点は降伏点、 $U$ 点は終曲点で、 $U$ 点以降は曲率によらず一定の曲げが発揮されるものとモデル化した。弾性係数や材料強度については、材料試験結果が無いため、公称値に対して過去の統計データから得られている材料強度のバイアスを考慮し、弾性係数や材料強度の平均値を推定して代用することにして、鋼管杭については、降伏点強度は公称値を1.33倍<sup>39)</sup>し、弾性係数については1.0倍した。

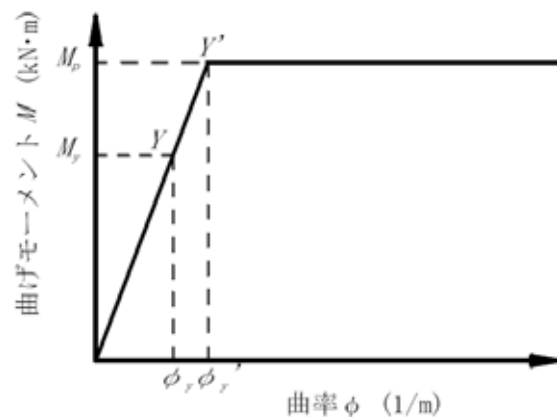


図-3.2.6 鋼管杭 $M$ - $\phi$ 関係

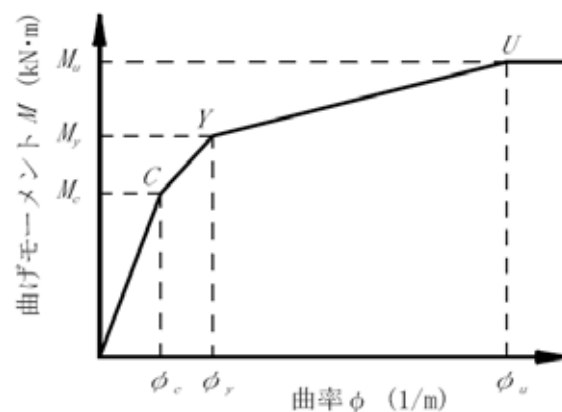


図-3.2.7 場所打ち杭 $M$ - $\phi$ 関係

場所打ち杭のコンクリートの圧縮強度については、過去の実績より、呼び強度 $f_{ck}^*$ と標準供試体強度の平均値 $f_m$ との関係について、近似的に $f_m = 1.23 f_{ck}^*$ と仮定することができる<sup>40)</sup>。また、水中コンクリートの採取コア強度の平均値 $f_m^*$ は $f_m$ に対して91%程度となる<sup>40)</sup>。したがって、水中コンクリートの強度の低下を考慮し、水中コンクリートの強度の平均値は $f_m^* = 1.1 f_{ck}^* (= 1.23 f_{ck}^* \times 0.91)$ とする。なお、場所打ち杭に用いるコンクリートは設計基準強度 $24 \text{ N/mm}^2$ に対応する呼び強度を $f_{ck}^* = 30 \text{ N/mm}^2$ と仮定する。つぎに、SD295およびSD345鉄筋の降伏点のバイアスは1.1から1.25程度、変動係数は4%から6%程度であることから<sup>41)</sup>、SD345に対する降伏点の平均値は1.2とする。したがって、場所打ち杭のコンクリート圧縮強度については、設計基準強度を1.375倍し、鉄筋の降伏点強度は公称値を1.2倍、鉄筋の弾性係数は公称値を1.0倍した。また、コンクリートの弾性係数は強度の関数であるものとし、表-3.2.5により求めた。これは道路橋示方書に規定された数値である。

表-3.2.5 コンクリートの弾性係数<sup>29)</sup>

設計基準強度	単位	21	24	27	30	40
弾性係数	$\text{N/mm}^2$	$2.35 \times 10^4$	$2.5 \times 10^4$	$2.65 \times 10^4$	$2.8 \times 10^4$	$3.1 \times 10^4$



非線形計算では、使用するソフトにおける部材の剛性変化の判定方法や、入力する杭部材の分割ピッチによって計算結果に違いが現れる。本資料では、杭径600 mm以上の場合は部材の分割ピッチを200 mmに、杭径が600 mm未満の場合は部材の分割ピッチを100 mmとした。

なお、計算上の載荷点高さはGL面とし、以下に示す計算で得られた荷重変位関係も計算における載荷点位置のものである。実験での載荷点や変位計測点とは異なるが、GL面からの載荷点高さは杭径以下であるので、条件の違いが本資料の結論に影響しないと考えられる。

解析に用いた補正係数 $\alpha_k$ および $\alpha_p$ の組合せを表-3.2.6に示す。 $\alpha_p$ の感度分析では、 $\alpha_k$ を1.0と固定し $\alpha_p$ を0.5、1.0、2.0、3.0と変化させた。 $\alpha_k$ の感度分析では、 $\alpha_p$ を1.0と固定し $\alpha_k$ を0.5、1.0、2.0、3.0と変化させた。感度解析では、土質にかかわらず、全ての土層に表-3.2.6の補正係数の値を適用した。

表-3.2.6 試算に用いた $\alpha_k$ と $\alpha_p$ の組合せ

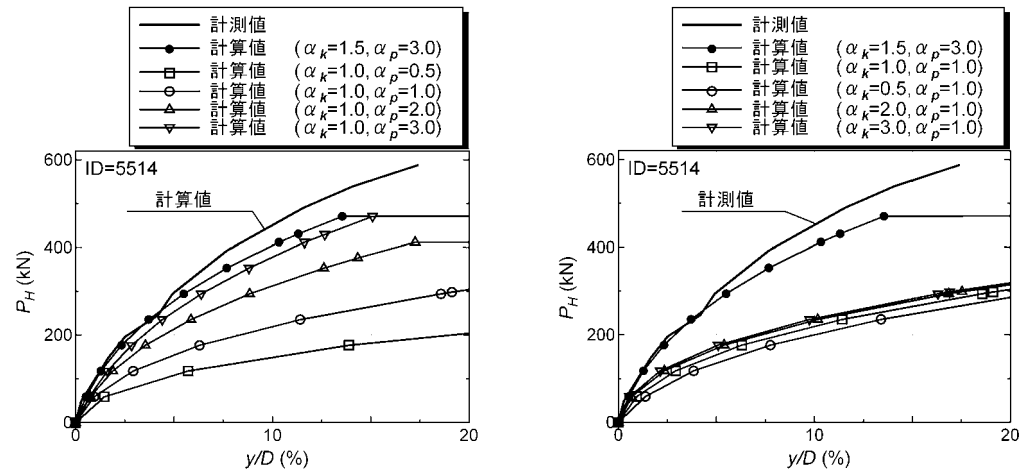
	水平方向地盤反力係数 $k_H$ の補正係数 $\alpha_k$	水平地盤反力度の上限 値 $p_{HU}$ の補正係数 $\alpha_p$
$\alpha_p$ に着目 ( $\alpha_p$ の感度分析)	1.0	0.5
		1.0
		2.0
		3.0
$\alpha_k$ に着目 ( $\alpha_k$ の感度分析)	0.5	1.0
	1.0	
	2.0	
	3.0	

図-3.2.8に $\alpha_k$ および $\alpha_p$ を各々変化させたときの荷重-変位関係を示す。ここに、変位 $y$ は杭径 $D$ で無次元化した。 $\alpha_p$ を変化させた場合、各変位レベルにおける荷重は大きく変化するが、 $\alpha_k$ を変化させた場合にはそのような変化は顕著ではない。また、 $\alpha_k$ を1.0と固定し、 $\alpha_p$ を変化させたときの各変位レベルにおける荷重の変化を図-3.2.9の左列に、 $\alpha_p$ を1.0と固定し、 $\alpha_k$ を変化させたときの各変位レベルにおける荷重の変化を図-3.2.9の右列に示す。縦軸はそれぞれ、 $\alpha_p = 1.0$ 、 $\alpha_k = 1.0$ のときの荷重 $P_I$ で無次元化してある。横軸が $\alpha_p$ もしくは $\alpha_k$ の違いを表しており、プロットが右上がりになるほど、 $\alpha_p$ もしくは $\alpha_k$ の変化に対して、計算荷重が敏感に変化することを示す。

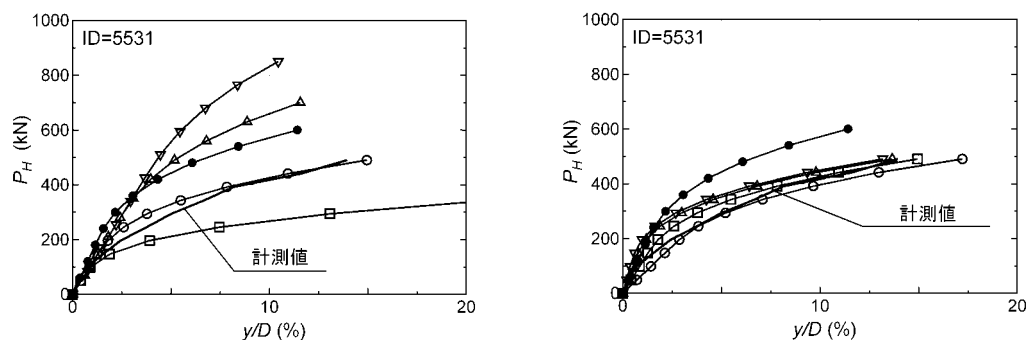
地盤の種類および変位レベルに係わらず水平地盤反力度の上限値の補正係数 $\alpha_p$ の変化に対しては計算される荷重の変化が大きい。変形レベルが大きくなるにしたがい、 $\alpha_p$ に対する感度が大きくなる傾向にある。図-3.2.9の左列の $y / D = 1\%$ のときの結果において、粘性土地盤では、 $\alpha_p$ の違いによる計算荷重の違いが表れないが、これは本試算に用いた粘性土地盤中の杭の場合、 $y / D = 1\%$ 程度の小変形レベルにおいては水平地盤反力度が上限値に達する領域はほとんど生じないためである。一方、図-3.2.9の右列の水平地盤反力係数の補正係数 $\alpha_k$ の違いによる計算荷

重の違いは、 $y/D = 1\%$ 程度の小変形レベルでは違いが顕著に現れるが、 $y/D = 3.5\%$ の中変形レベル以上になると $\alpha_k$ の違いに対する計算荷重の違いは表れない。以上の傾向は、基準となる $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ の値を変えても同様であった。

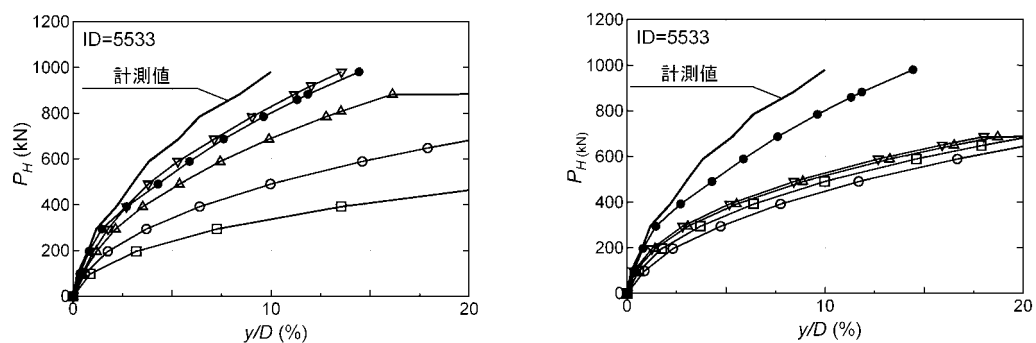
したがって、 $y/D = 1\%$ を超える変位レベルの杭の挙動を精度良く把握するためには、 $\alpha_p$ の設定が鍵となることがわかる。



(a) 砂質土ID = 5514



(b) 粘性土ID = 5531



(c) 互層ID = 5533

図-3.2.8 荷重-変位曲線(左:  $\alpha_p$ の感度分析、右:  $\alpha_k$ の感度分析)

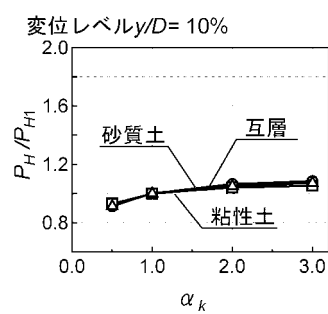
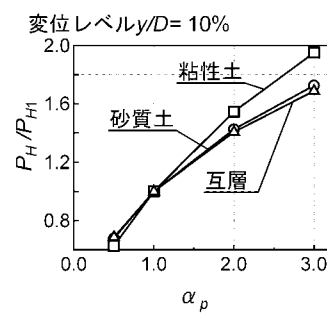
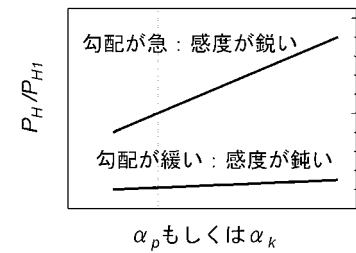
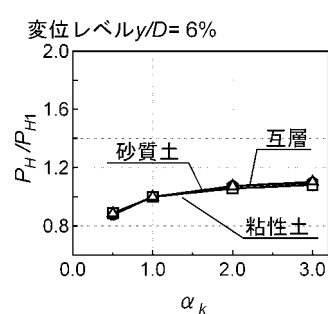
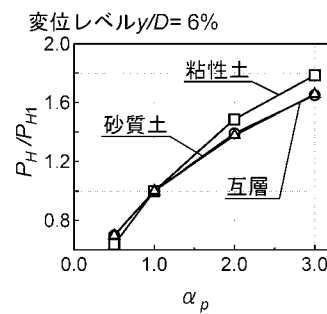
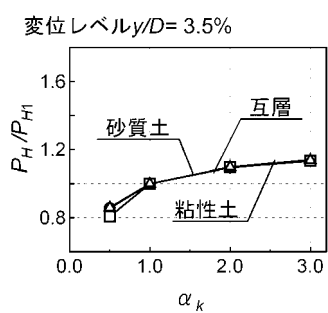
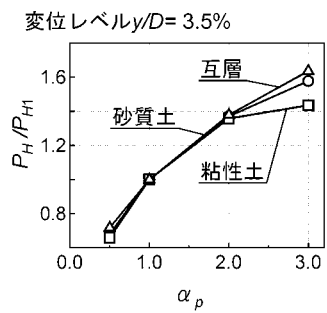
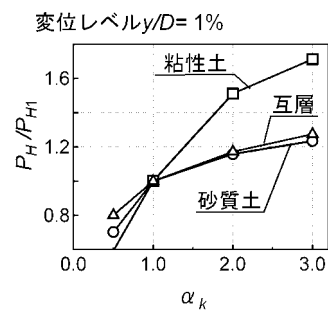
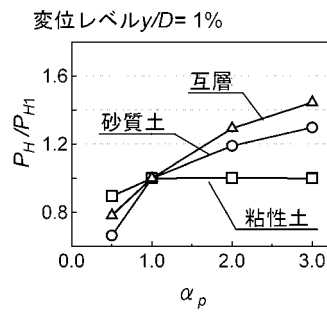


図-3.2.9  $\alpha_p$ ,  $\alpha_k$ を変化させたときの変位レベル1%、3.5%、6.0%、10%での荷重の変化  
(左： $\alpha_p$ を変化させた場合、右： $\alpha_k$ を変化させた場合)

### 3.2.5 極限地盤反力度に関する既存の研究

前項の検討の結果、極限地盤反力度の評価が非常に重要であることがわかった。そこで、本項では、極限地盤反力度に関する既存の研究をレビューする。

#### (a) 砂の場合

砂の極限地盤反力度については、Broms<sup>42)</sup>や岸田・中井ら<sup>32) 33) 42)</sup>がランキン受働土圧強度を定数倍して推定する方法を提案している。

Bromsは、杭の根入れ部分の全長にわたって地盤が極限状態に達するものと仮定し、そのときの地盤反力度をランキン受働土圧の3倍としている(図-3.2.10)。

$$p_{HU} = 3K_{P(R)} Gz \quad (3.2.14)$$

ここに、 $K_{P(R)}$  はランキンの受働土圧係数式(3.2.15)、 $G$ は土の単位重量、 $z$ は深さを示す。

せん断抵抗角 $F = 20^\circ \sim 40^\circ$ の砂地盤を仮定すると、ランキン受働土圧係数 $K_{P(R)}$ とクーロン受働土圧係数 $K_{P(C)}$ は以下ようになる。

$$K_{P(R)} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{2} + \frac{F}{2} \right) = 2.04 \sim 4.60 \quad (3.2.15)$$

$$K_{P(C)} = \frac{\cos^2 F}{\cos \theta \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(F - \theta) \sin(F + \tau)}{\cos \theta \cos \tau}} \right)^2} = 2.41 \sim 8.15 \quad (3.2.16)$$

ここに、 $\theta$ は杭体と土との壁摩擦角で、 $\theta = F/3$ 、 $\tau$ は地表面と水平面とのなす角度で、 $\tau = 0$ と仮定した。式(3.2.15)と式(3.2.16)の比を取り、それを3倍することにより、Bromsの極限地盤反力度はクーロン受働土圧強度の2.5～1.7倍程度となっていることがわかる。

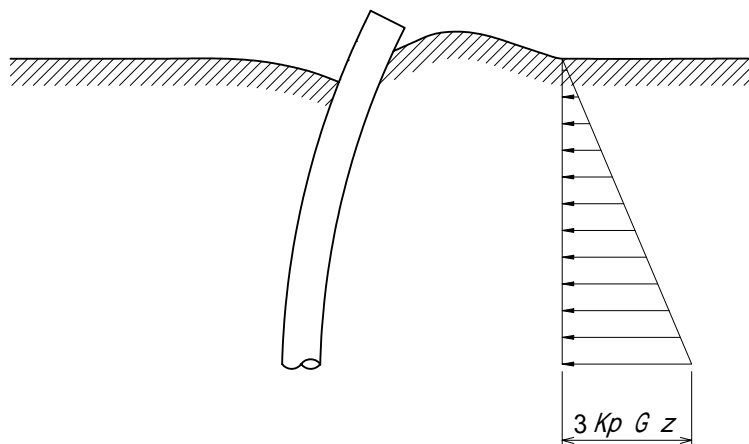


図-3.2.10 Bromsの砂地盤の極限地盤反力度

岸田・中井<sup>32) 33)</sup>も、杭前面地盤の受働土圧破壊により極限地盤反力度が発揮されると仮定している。一方、地盤の浅いところと深いところで2つの破壊モードを仮定していることが特徴である。図-3.2.11に示すように地表面付近では上載圧が小さいために土は杭の前方および上方に向かう動き(くさび形の破壊パターン: I領域)を示すが、ある程度深くなると土の上載圧効果のために水平にのみ動く(対数らせんのすべり線: II領域)としている。I、II領域の極限地盤反力度はそれぞれ次式により算出する。

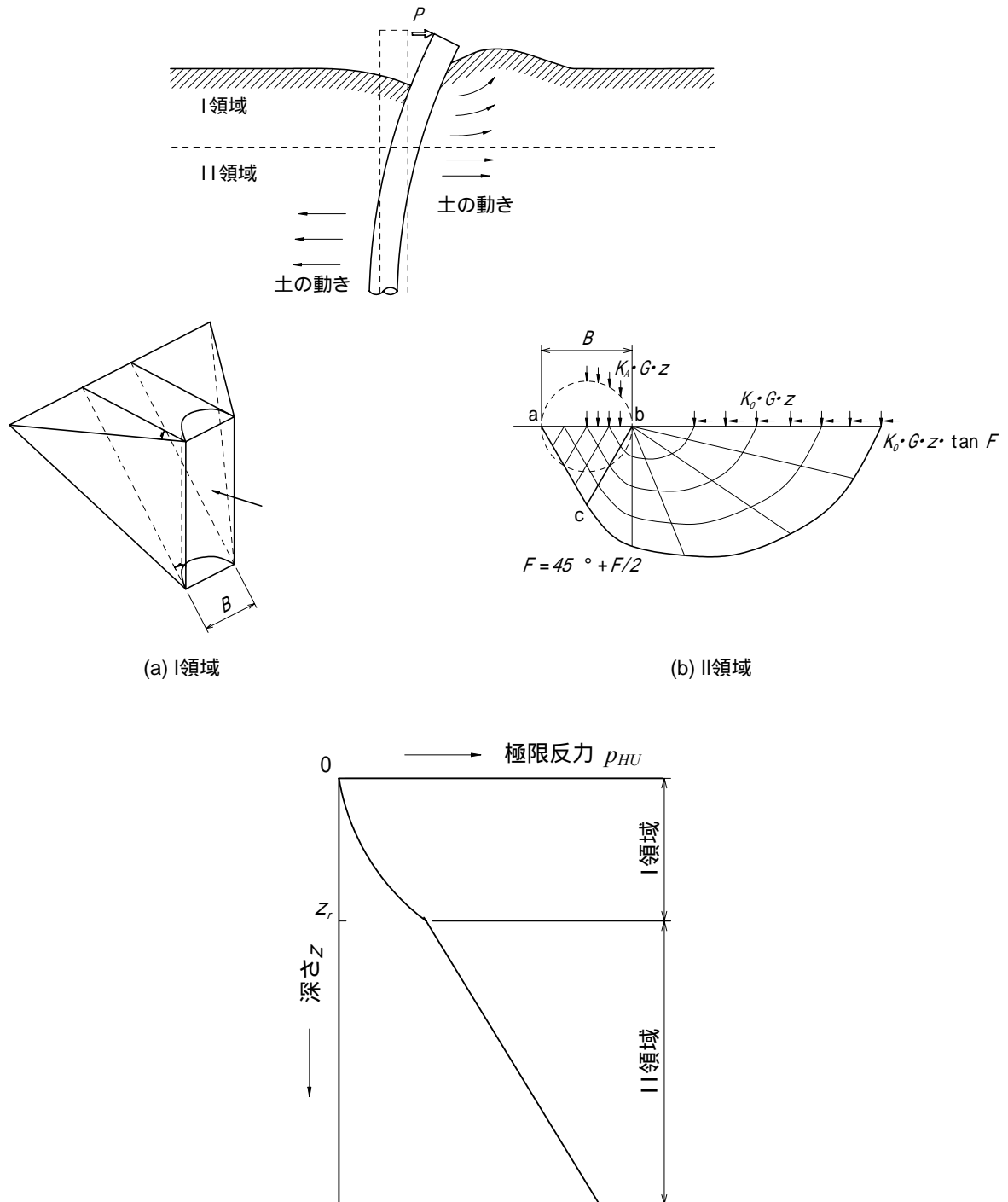


図-3.2.11 岸田・中井の方法による砂地盤の極限地盤反力度の概要

I領域

$$p_{HU} = Gz \left\{ \frac{K_0 \tan F \sin \beta}{\tan(\beta - F)} \frac{z}{B} + K_0 \tan \beta (\tan F \sin \beta - \tan \alpha) \frac{z}{B} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - F)} \left( 1 + \frac{z}{B} \tan \alpha \tan \beta \right) - K_A \right\} \quad (3.2.17)$$

ここに、

$$\alpha = \frac{F}{2}, \quad \beta = \frac{\pi}{4} + \frac{F}{2} \quad (3.2.18)$$

II領域

$$p_{HU} = F_\phi Gz \quad (3.2.19)$$

$$F_\phi = \frac{\cos(\pi/4 - F/2) \cdot 1 - \sin F}{\cos(\pi/4 + F/2) \cdot \cos F} \exp \left\{ \left( \frac{3}{2} \pi - F \right) \tan F \right\} - K_A \quad (3.2.20)$$

I領域とII領域の境界深さ $z_r$ は、 $F = 25^\circ \sim 45^\circ$ に対して $z_r/D = 2 \sim 4$ とされている。

I領域において、 $p_{HU}$ を $Gz$ の関数と考え、 $p_{HU}$ をランキン受働土圧係数 $K_{P(R)}$ で除してみると、2.0～3.3となる。つまりBromsが仮定するランキン受働土圧の3倍という値と同等もしくは小さな値となっている。なお、 $p_{HU}$ は $z$ に依存するため、実橋において杭頭が位置しそうな $z = 2.5$  m (土かぶり厚0.5 m+フーチング厚2.0 m)、 $F$ は $20^\circ \sim 40^\circ$ の範囲と仮定した。ただし、一般にはフーチング厚さは2 m以上あり、現地盤面から設計上の地盤面までの深さを考えると、杭が受ける極限地盤反力度はII領域で求めるべきと考えられる。

II領域における係数 $F_\phi$ とランキン受働土圧係数 $K_{P(R)}$ の比 $F_\phi / K_{P(R)}$ を $\phi = 20^\circ \sim 40^\circ$ でみると2.2～6.3となる。つまりBromsの方法のランキン土圧の3倍よりもやや大きな値となっている。

$$p_{HU} = (2.2 \sim 6.3) K_{P(R)} Gz \quad (3.2.21)$$

クーロン土圧強度との比を見てみると、岸田・中井の極限地盤反力度はクーロン受働土圧強度の1.8～3.5倍程度となる。

これにより、Bromsや岸田・中井の提案式が与える極限地盤反力度をクーロン受働土圧強度 $K_{P(C)}$ の定数倍として表わそうとすると、概ねBromsの方法で $2 \cdot K_{P(C)}$ 、岸田らの方法で $(2 \sim 4) \cdot K_{P(C)}$ であった。したがって、砂における地盤反力度の上限値(極限地盤反力度) $p_{HU} = \alpha_p p_U$ に関する補正係数 $\alpha_p$ は2～4の値を取るものと考えられる。

(b) 粘性土の場合

粘性土地盤の極限反力度については、Bromsや岸田・中井ら<sup>32) 33) 42)</sup>およびAPI (American Petroleum Institute)<sup>31)</sup>で採用されている軟らかい粘土におけるMatlock<sup>42)</sup>らの提案式がある。いずれの方法も非排水せん断強度 $c_u$ に対する定数倍で得られており、浅い位置では深さ方向に増加するものの、ある深さより深いところでは一定値( $=9c_u$ )とされている。

Bromsの提案は、粘性土の極限地盤反力度は杭頭から $1.5D$ の区間は抵抗0、それより深いところでは $9c_uD$ で一定とするものである(図-3.2.12参照)。

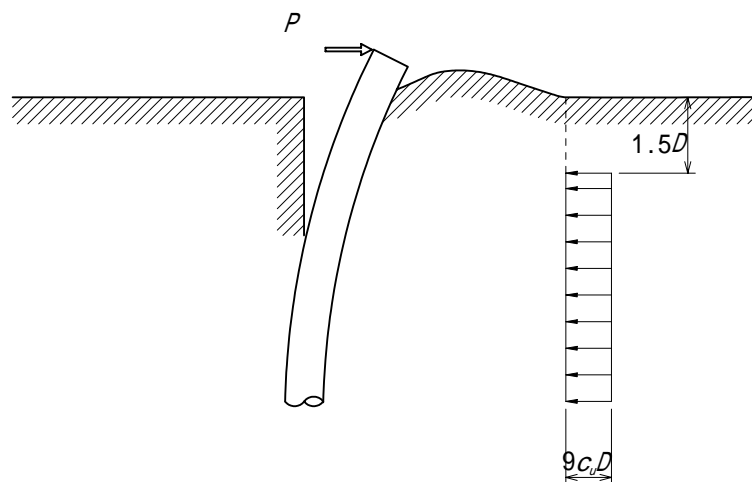


図-3.2.12 Bromsの粘性土地盤の極限地盤反力度

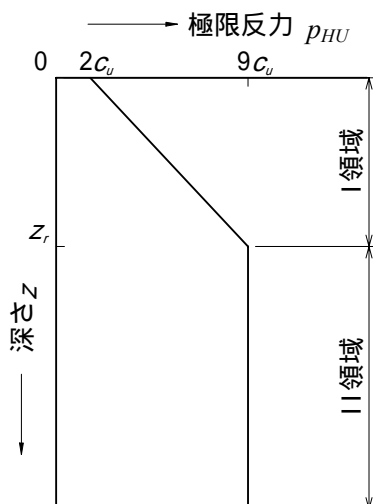


図-3.2.13 岸田らの粘性土地盤の極限地盤反力度

岸田・中井は、砂の場合と同様にI領域とII領域を考えている(図-3.2.13参照)。I領域では図-3.2.11(a)に示される土くさびの角度 $\alpha=0$ 、 $\beta=45^\circ$ とした場合の極限支持力であり、次式で表されている。

$$p_{HU} = Gz + 2c_u + 2\sqrt{2} \frac{z}{D} c_u \quad (3.2.22)$$

また、II領域では

$$p_{HU} = (6 \sim 9 \sim 12) \cdot c_u = 9c_u \quad (3.2.23)$$

としており、両者の一致する深さは次式となる。

$$\frac{z_r}{D} = 0.35 \left( 7 - \frac{Gz}{c_u} \right) \quad (3.2.24)$$

Matlockは軟らかい粘土の地表面付近の極限地盤反力度として次式を提案している。

$$p_{HU} = \left( 3 + J \frac{z}{B} \right) c_u + G \quad (3.2.25)$$

ここで、 $J$ は経験的な定数であり、軟弱な海底粘土で0.5とするが場合によっては0.25とする場合もあり得るとされている。また、ある程度深いところでは $p_{HU} = 9c_u$ としており、その境界深さ $z_r$ は次式により求まる。

$$z_r = \frac{6B}{GB/c_u + J} \quad (3.2.26)$$

次に、これらの極限地盤反力度がクーロン受働土圧強度の定数倍という形で近似可能かどうか調べる。ここでは、一般的な条件として、杭径 $D$ が600 mmから800 mm、肉厚15 mm程度の鋼管杭が $N$ 値が5から10程度の様な粘性土地盤に設置されている場合を考える。さらに単純化し、以下の3つの条件で計算を行ってみる。そして、杭頭から $1/\beta$ 程度の深さの範囲における各提案式が与える極限地盤反力度とクーロン土圧強度を比較してみる。

- ・杭径 $D = 0.7$  mとする。
- ・非排水せん断強度 $c_u$ は、 $c_u = q_u / 2 = 12.5N$ より、62.5 kN/m<sup>2</sup>および125 kN/m<sup>2</sup>を仮定する。
- ・土の単位重量は $G' = 8$  kN/m<sup>2</sup>と仮定する。

また、地盤の変形係数 $E_0$ を $E_0 = 2800N$ として予測する場合、水平抵抗に寄与する主たる深さ範囲である $1/\beta$ は、 $N = 5$ のとき3.5 m、 $N = 10$ のとき2.5 mと求まる。したがって、これらの範囲で各提案式から求めた極限地盤反力度の合力とクーロン受働土圧強度を図-3.2.14に示す。極限地盤反力度の合力とクーロン受働土圧合力の比を表-3.2.7に示す。

次に、杭径 $D$ が1000 mmから1500 mmの場所打ち杭が $N$ 値が5から10程度の様な粘性土地盤に設置されている場合を考える。鋼管杭と同様に単純化した以下の3つの条件で計算を行ってみる。

- ・杭径 $D = 1.5$  mとする。
- ・非排水せん断強度 $c_u$ は、 $c_u = q_u / 2 = 12.5N$ より、62.5 kN/m<sup>2</sup>および125 kN/m<sup>2</sup>を仮定する。
- ・土の単位重量は $G' = 8$  kN/m<sup>2</sup>と仮定する。

また、地盤の変形係数 $E_0$ を $E_0 = 2800N$ として予測する場合、水平抵抗に寄与する主たる深さ範囲である $1/\beta$ は、 $N = 5$ のとき6.5 m、 $N = 10$ のとき5.5 mと求まる。これらの範囲で各提案式から求めた極限地盤反力度とクーロン受働土圧強度を図-3.2.15に示す。極限地盤反力とクーロン受働土圧強度の比を表-3.2.8に示す。



表-3.2.7および表-3.2.8によれば、 $1/\beta$ 区間における粘性土地盤の極限地盤反力の各理論値は、クーロン受働土圧合力の概ね1.5～3倍である。したがって、単杭の粘性土における地盤反力度の上限値(極限地盤反力度)  $p_{HU}$ に関する補正係数 $\alpha_p$ は1.5～3となることが予測される。

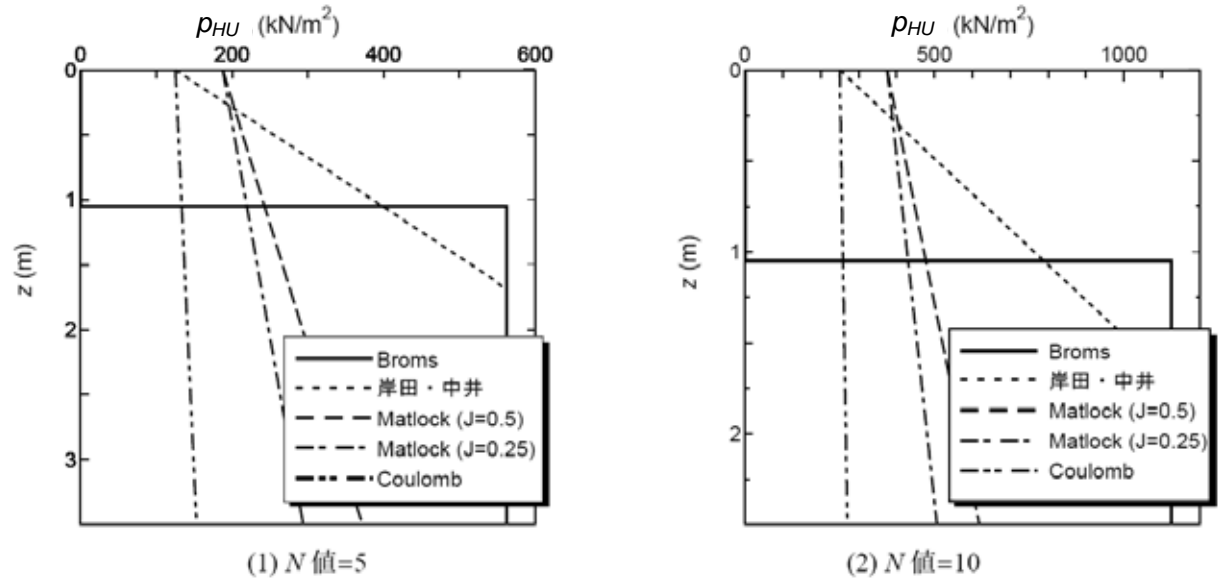


図-3.2.14 粘性土における $1/\beta$ 区間の極限地盤反力度とクーロン受働土圧強度の比較(鋼管杭)

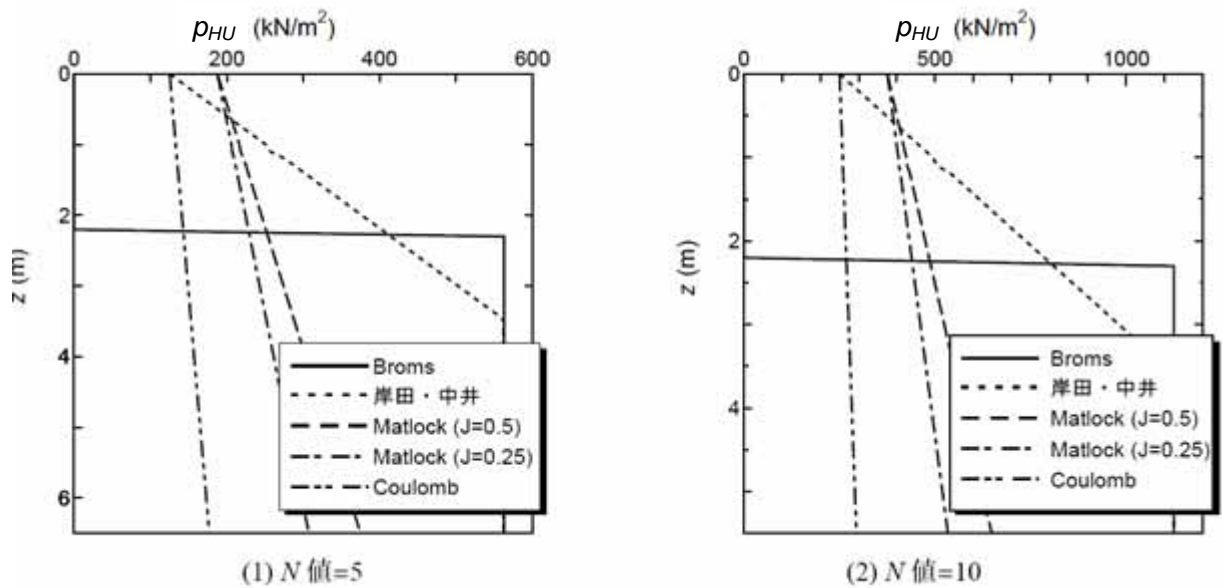


図-3.2.15 粘性土における $1/\beta$ 区間の極限地盤反力度とクーロン受働土圧強度の比較(場所打ち杭)

表-3.2.7 粘性土における  $1/\beta$  区間の極限地盤反力度とケーロン受働土圧強度の比(鋼管杭)

		粘性土地盤の提案式				ケーロン 受働土圧 合力
		Broms	岸田・中井	Matlock		
				$J=0.50$	$J=0.25$	
$N$ 値=5	極限地盤反力 (kN)	1378.1	1601.2	978.7	842.0	486.5
$1/\beta=3.5$ m	ケーロン受働土圧に対する比	2.83	3.29	2.01	1.73	1.00
$N$ 値=10	極限地盤反力 (kN)	1631.3	2066.3	1241.5	1102.0	650.0
$1/\beta=2.5$ m	ケーロン受働土圧力に対する比	2.51	3.18	1.91	1.70	1.00

表-3.2.8 粘性土における  $1/\beta$  区間の極限地盤反力度とケーロン受働土圧強度の比(場所打ち杭)

		粘性土地盤の提案式				ケーロン 受働土圧 合力
		Broms	岸田・中井	Matlock		
				$J=0.50$	$J=0.25$	
$N$ 値=5	極限地盤反力 (kN)	4078.1	4568.3	2814.2	2441.0	1474.1
$1/\beta=3.5$ m	ケーロン受働土圧に対する比	2.77	3.10	1.91	1.66	1.00
$N$ 値=10	極限地盤反力 (kN)	3656.2	4616.6	2813.7	2498.6	1496.0
$1/\beta=2.5$ m	ケーロン受働土圧力に対する比	2.44	3.09	1.88	1.67	1.00

(c) 極限地盤反力度の理論値に関するまとめ

以上、砂質土地盤および粘性土地盤における極限地盤反力度の理論値とクーロン受働土圧強度との関係を整理すると表-3.2.9のとおりとなる。

表-3.2.9 極限地盤反力度の理論値とクーロン受働土圧強度との関係

地盤の種類	基準及び提案者	考え方	クーロン受働土圧強度との関係
砂質土	道示	クーロン受働土圧強度の $p$ 倍	
	Broms	ランキン受働土圧強度の3倍	クーロン受働土圧強度の2倍程度に相当
	岸田・中井	・杭頭付近（領域）：土くさびの押上げ抵抗 ・深い位置（領域）：水平抵抗のみ（対数らせんのすべり線）	領域の範囲においてはクーロン受働土圧強度の2～4倍程度に相当（Bromsのランキン土圧3倍に対して2.2～6.3倍）
粘性土	道示	クーロン受働土圧強度の $p$ 倍 粘性土のクーロン土圧強度： $p_U = 2c + Gz$	
	Broms	・杭頭1.5Bの範囲：抵抗0 ・1.5B以深の範囲： $9c$ 一定	1/ 区間では、クーロン受働土圧強度の2.5倍程度に相当
	岸田・中井	・杭頭付近（領域）： $2c + 2.83z/B \cdot c + Gz$ ・深い位置（領域）： $9c$ 一定	1/ 区間では、クーロン受働土圧強度の3倍程度に相当
	Matlock（API：軟らかい粘性土）	・杭頭付近： $3c + J \cdot z/B \cdot c + Gz$ （ $J = 0.5$ もしくは $0.25$ ） ・深い位置： $9c$ 一定	1/ 区間では、クーロン受働土圧強度の1.5～2倍程度に相当

砂質土の場合は、 $F = 20 \sim 40^\circ$  にて試算した結果である。

粘性土の場合は、鋼管杭で杭径 $D = 0.7$  m、場所打ち杭で杭径 $D = 1.5$  mとし、

地盤の $N$ 値=5と $N$ 値=10について試算した結果である。

### 3.2.6 $\alpha_k$ , $\alpha_p$ の同定

砂質土地盤と粘性土地盤の単杭の水平載荷試験のシミュレーションを行うことにより、水平地盤反力係数 $k_H$ の補正係数 $\alpha_k$ と水平地盤反力度の上限値 $p_{HU}$ の補正係数 $\alpha_p$ の同定を試みる。

ここでは、表-3.2.1、図-3.2.1、図-3.2.2の単杭の載荷試験結果の中から、表-3.2.10に示すように、現位置での載荷試験結果であり、かつ、地表面付近で互層になっていない地盤条件を有する載荷試験を、砂質土と粘性土で3ケースずつ抽出した。大变位の変位レベルとしては、載荷試験が杭径の10%以上の変位まで載荷していれば杭径の10%変位時とし、杭径の10%未満の変位しか載荷されていない試験については試験最大荷重時とした。いずれの載荷試験も地表面からの載荷点高さは杭径以下である。そこで、シミュレーションに必要な逆算 $k_H$ の算出や、載荷点位置の設定は3.2.4と同様に行った。計算結果として示す荷重変位関係もシミュレーションにおける載荷点位置のものである。地盤定数や杭の材料定数の設定も3.2.4と同様に行った。

表-3.2.10 試算に用いた載荷試験データ

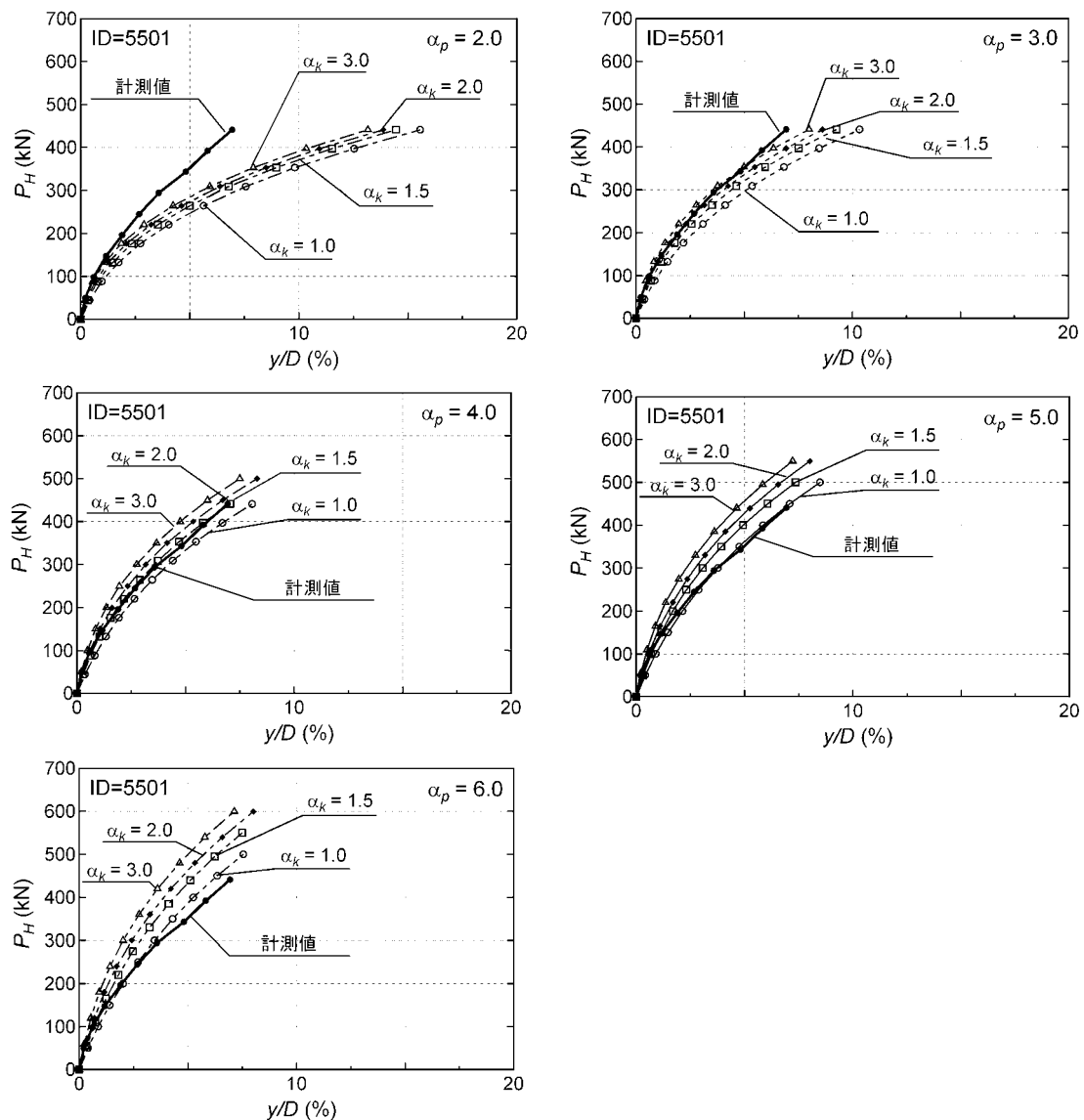
	ID	杭径	載荷試験結果	
			着目 (10% or $P_H$ max)	
		$D$ (mm)	$P_H$ (kN)	$S/D$ (%)
砂質土	5514	600.0	441.0	6.94
	6534	609.6	450.5	10.00
	5531	1200.0	1079.2	10.00
粘性土	5553	812.8	418.2	10.00
	6510	914.4	784.0	6.18
	0	600.0	279.2	10.00

表-3.2.11 試算に用いた $\alpha_k$ と $\alpha_p$ の組合せ

	水平地盤反力係数 $k_H$ の補正係数 $\alpha_k$	水平地盤反力度の上 限値の補正係数 $\alpha_p$
砂質土	1.0	2.0
	1.5	3.0
	2.0	4.0
	3.0	5.0
		6.0
粘性土	1.0	1.0
	1.5	1.5
	2.0	2.0
	3.0	2.5
		3.0

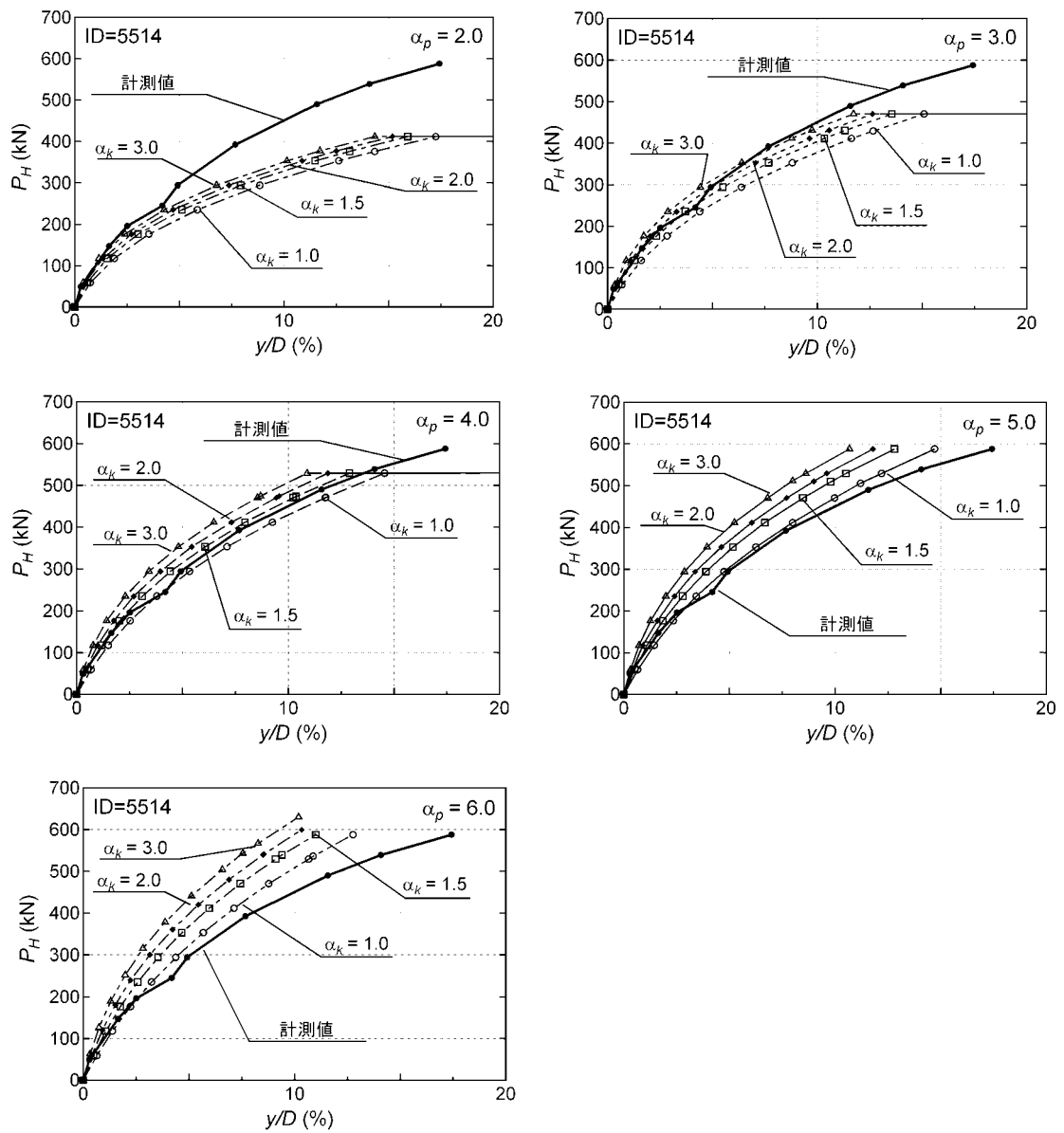
解析に用いた補正係数 $\alpha_k$ および $\alpha_p$ の組合せを表-3.2.11に示す。砂質土の $\alpha_p$ については、前項の検討に基づき2.0～6.0までの値を1.0刻みで設定する。粘性土の $\alpha_p$ についても、前項の検討に基づき1.0～3.0までの値を0.5刻みで設定する。 $\alpha_k$ については、砂質土、粘性土とも1.0から2.0までの値を0.5刻みに、さらに3.0を設定した。

図-3.2.16～図-3.2.21に計算した荷重変位関係を示す。ここに変位 $y$ は杭径 $D$ で無次元化している。 $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ を変化させることで、計算値は載荷試験結果の上下に変動しており、 $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ が大きいほど荷重-変位曲線は上に位置する。



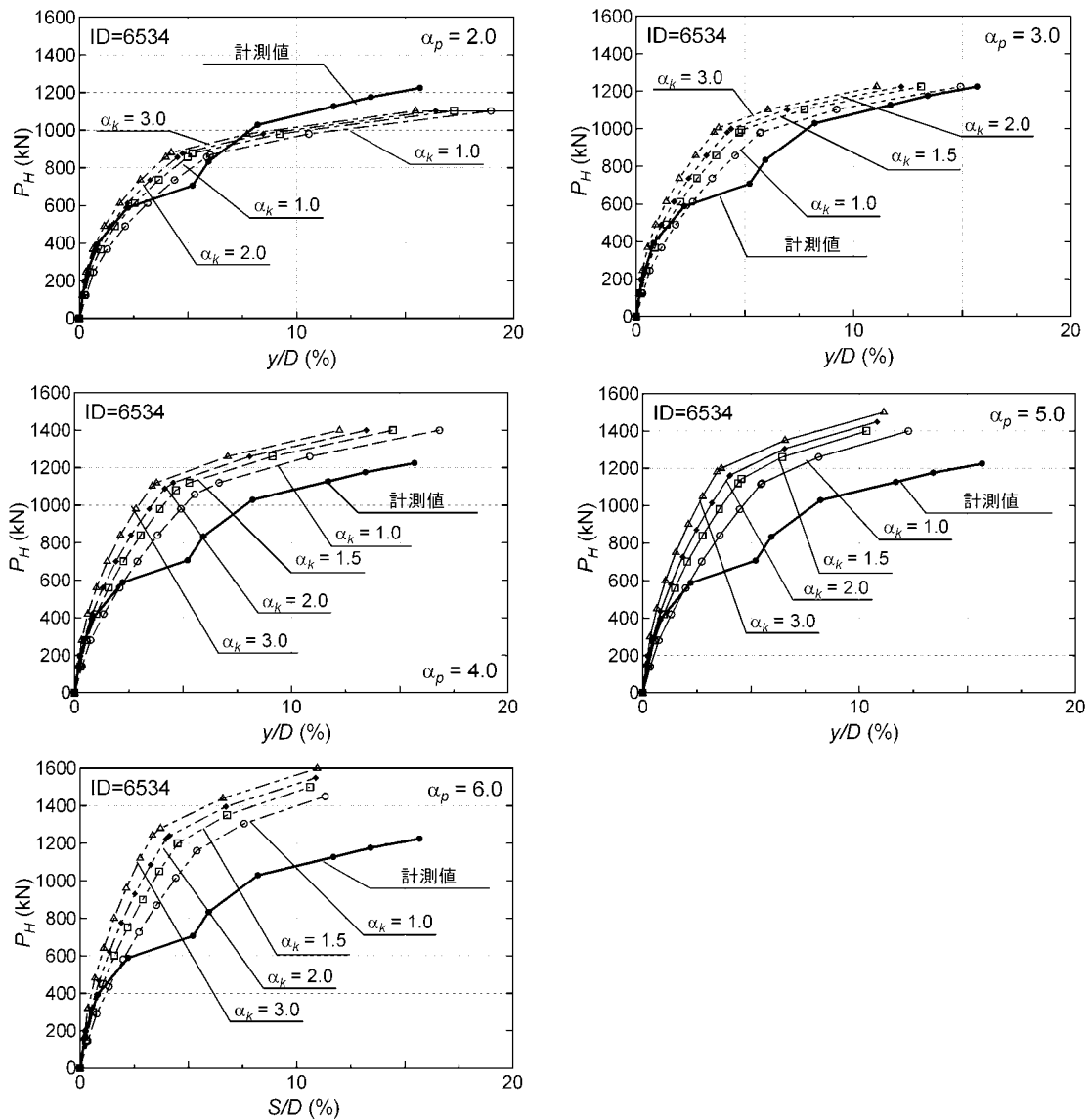
(1) 砂質土 ID = 5501

図-3.2.16 載荷試験結果と補正係数 $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ の組合せに応じた計算値の荷重-変位曲線



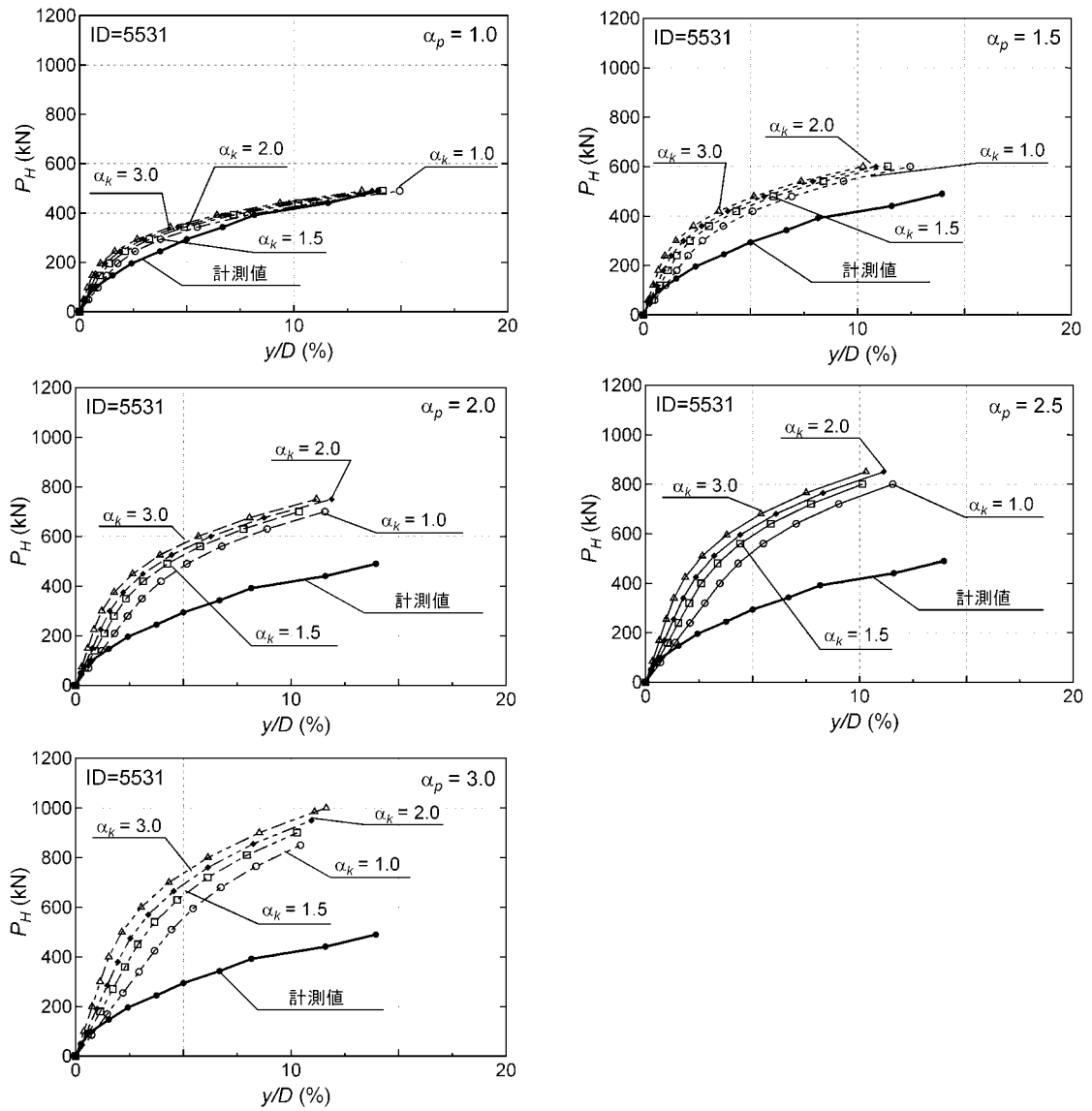
(2) 砂質土ID = 5514

図-3.2.17 載荷試験結果と補正係数 $\alpha_k$ ,  $\alpha_p$ の組合せに応じた計算値の荷重-変位曲線



(3) 砂質土ID = 6534

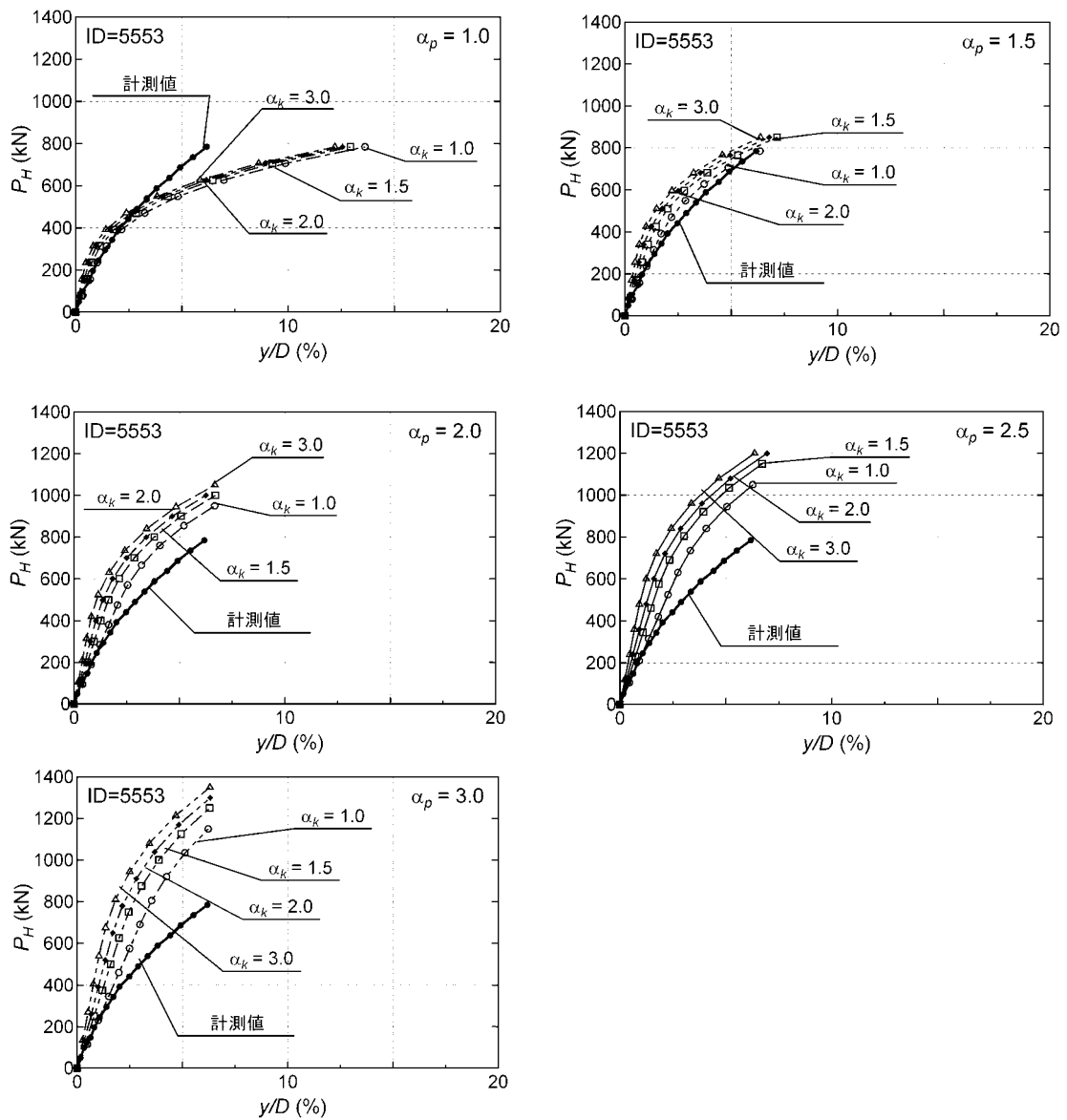
図-3.2.18 載荷試験結果と補正係数 $\alpha_k$ ,  $\alpha_p$ の組合せに応じた計算値の荷重-変位曲線



(4) 粘性土ID = 5531

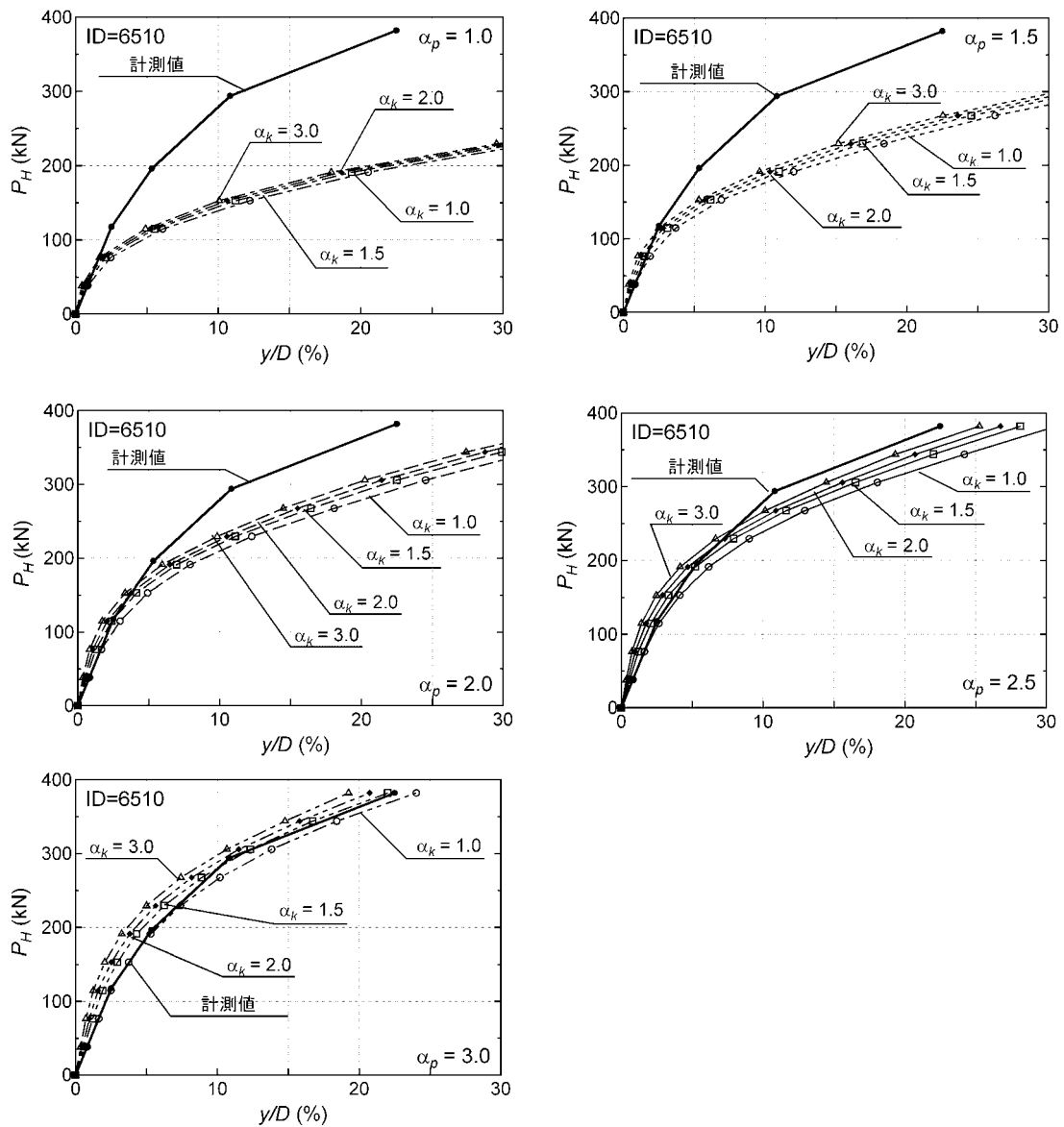
図-3.2.19 載荷試験結果と補正係数 $\alpha_k$ ,  $\alpha_p$ の組合せに応じた計算値の荷重-変位曲線





(5) 粘性土ID = 5553

図-3.2.20 載荷試験結果と補正係数 $\alpha_k$ ,  $\alpha_p$ の組合せに応じた計算値の荷重-変位曲線



(6) 粘性土 ID = 6510

図-3.2.21 載荷試験結果と補正係数  $\alpha_k$ ,  $\alpha_p$  の組合せに応じた計算値の荷重-変位曲線

表-3.2.12～表-3.2.17に、大変位レベルにおける載荷試験の載荷荷重 $P_H$ (実測値)と計算値 $R_{Hd}$ の比 $p$ の一覧を示す。以後 $p = P_H / R_{Hd}$ を荷重比 $p$ と呼ぶ。 $p = 1$ のときが $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ が最適に設定されていると考えてよい組み合わせである。これをコンター図にしたものを図-3.2.22に示す。

図-3.2.22によれば砂質土の最適解( $p = 1$ のライン)における $\alpha_p$ は、ID = 5501・5514では3.2～4.9の範囲にあるが、ID = 6534では2.4～2.8の範囲にある。その際の $\alpha_k$ は、いずれも1.0～3.0の全域にある。

また、粘性土の最適解( $p = 1$ のライン)における $\alpha_p$ は、ID = 5553では1.4～1.5の範囲であり、その際の $\alpha_k$ は1.0～3.0の全域にある。また、ID = 6510では、最適解( $p = 1$ のライン)における $\alpha_p$ は、2.7～3.0の範囲であり、その際の $\alpha_k$ は1.5～3.0の範囲にある。表-3.2.17によれば、 $\alpha_k = 1.0 \sim 1.5$ と $\alpha_p = 3.0$ の組合せの場合に水平荷重比 $p = 1.00 \sim 1.05$ であるので、最適解はこの付近にあることがわかる。 $p = 1.0$ のラインが見つからない粘性土のID = 5531は、図-3.2.19の荷重-変位曲線からも分かるように試算に用いた $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ の組合せの範囲では載荷試験荷重 $P_H$ を計算値 $R_{Hd}$ が上回っていたためである。 $p = 1.0$ となる時の $\alpha_p$ は1.0付近であると考えられるが、適合する $\alpha_k$ は1.0より小さいと考えられる。

表-3.2.12 試験最大荷重における水平荷重比 $p$ (= 実測値 / 計算値)

砂質土ID = 5501

		$\alpha_p$				
		2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
$\alpha_k$	1.0	1.50	1.24	1.09	0.99	0.93
	1.5	1.41	1.16	1.01	0.91	0.84
	2.0	1.38	1.11	0.96	0.87	0.79
	3.0	1.33	1.07	0.92	0.82	0.75

表-3.2.13 10%変位における水平荷重比 $p$ (= 実測値 / 計算値)

砂質土ID = 5514

		$\alpha_p$				
		2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
$\alpha_k$	1.0	1.44	1.19	1.05	0.96	0.89
	1.5	1.37	1.11	0.97	0.87	0.81
	2.0	1.33	1.07	0.93	0.83	0.76
	3.0	1.29	1.03	0.89	0.79	0.72

表-3.2.14 10%変位における水平荷重比 $\rho$  (= 実測値 / 計算値)

砂質土ID = 6534

		$\alpha_p$				
		2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
$\alpha_k$	1.0	1.12	0.96	0.88	0.82	0.77
	1.5	1.09	0.94	0.84	0.78	0.73
	2.0	1.08	0.92	0.82	0.76	0.71
	3.0	1.06	0.90	0.81	0.74	0.69

表-3.2.15 10%変位における水平荷重比 $\rho$  (= 実測値 / 計算値)

粘性土ID = 5531

		$\alpha_p$				
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$\alpha_k$	1.0	0.98	0.76	0.63	0.56	0.50
	1.5	0.96	0.73	0.61	0.53	0.47
	2.0	0.94	0.72	0.59	0.51	0.46
	3.0	0.93	0.70	0.58	0.50	0.44

表-3.2.16 試験最大荷重における水平荷重比 $\rho$  (= 実測値 / 計算値)

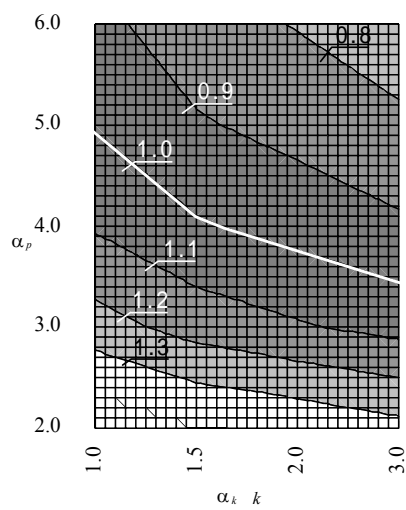
粘性土ID = 5553

		$\alpha_p$				
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$\alpha_k$	1.0	1.31	1.01	0.85	0.75	0.68
	1.5	1.27	0.97	0.81	0.71	0.63
	2.0	1.25	0.95	0.79	0.68	0.61
	3.0	1.23	0.93	0.77	0.66	0.59

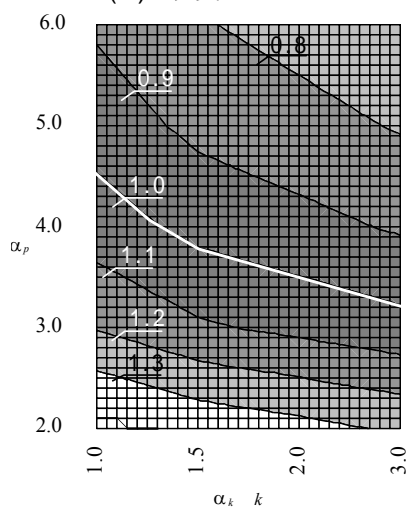
表-3.2.17 10%変位における水平荷重比 $\rho$  (= 実測値 / 計算値)

粘性土ID = 6510

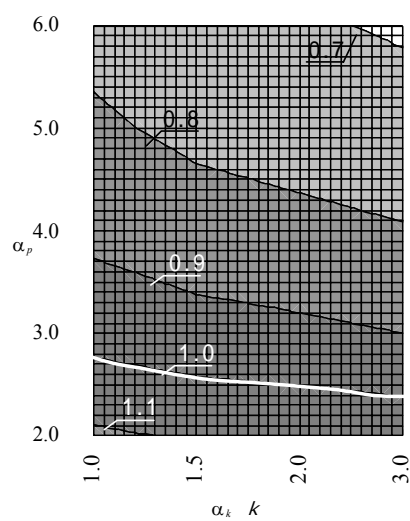
		$\alpha_p$				
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$\alpha_k$	1.0	2.01	1.59	1.33	1.17	1.05
	1.5	1.93	1.52	1.27	1.11	1.00
	2.0	1.88	1.48	1.24	1.08	0.97
	3.0	1.83	1.44	1.21	1.05	0.94



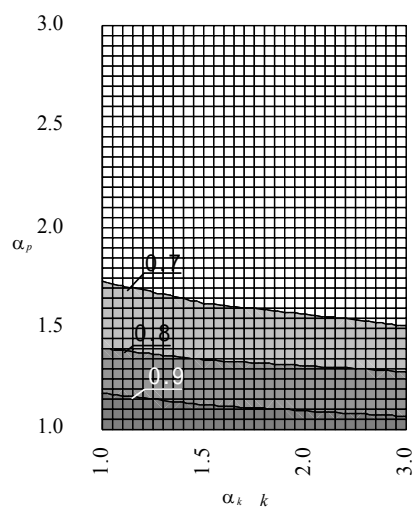
(1) 砂質土ID=5501



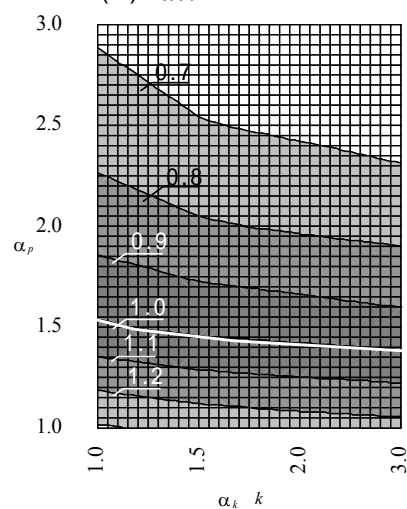
(2) 砂質土ID=5514



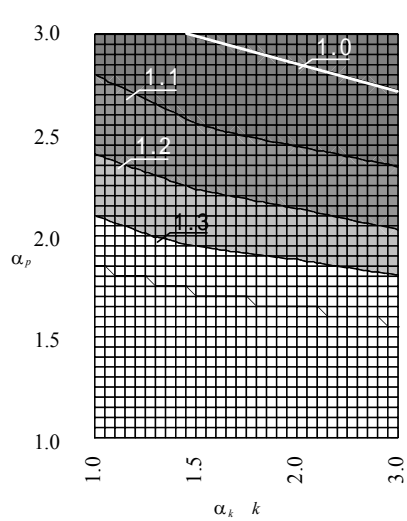
(3) 砂質土ID=6534



(4) 粘性土ID=5531



(5) 粘性土ID=5553



(6) 粘性土ID=6510

図-3.2.22 補正係数 $\alpha_k$ ,  $\alpha_p$ の組合せに応じた荷重比 $p$ のコンター図(杭径の10%変位時)

最適値の範囲を絞り込むことを目的に小～大变位レベル間の全体的な挙動に着目する。着目した変位レベルは次の4点とする。

- ・ 変位レベル1として杭径の1%変位時
- ・ 変位レベル2として杭径の3.5%変位時
- ・ 変位レベル3として杭径の6.0%変位時
- ・ 変位レベル4として杭径の10%変位時もしくは試験最大荷重時

そして変位レベル $i$ での試験荷重 $P_{Hi}$ と計算値 $R_{Hdi}$ の残差平方和 $\Sigma(P_{Hi} - R_{Hdi})^2$ および $\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2$ を最小とする $\alpha_k$ と $\alpha_p$ の組合せを検討する。前者は大きい荷重レベルでの誤差に重みを置いた検討で、後者は全荷重レベルで等しく重みを置いた検討である。

はじめに $\Sigma (P_{Hi} - R_{Hdi})^2$ を最小とする組合せについて検討する。表-3.2.18～表-3.2.23 に残差平方和と、各IDの載荷試験結果に対して最小の残差平方和を1とした時のその他の $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ の組合せの時の残差平方和の比を示す。表-3.2.18～表-3.2.23 に示した最小の残差平方和との比率をみると、砂質土のID = 5514、6534の2ケースでは誤差最小値となる $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ の組合せ以外に最小の残差平方和との比率が2倍以内の組合せが複数存在するが、他の4ケースでは誤差比率が2倍以内の組合せが存在しないことがわかった。また、図-3.2.23は、表-3.2.18～表-3.2.23の最小の残差平方和との比率をコンター図に直したものである。ここに、計算を行った $\alpha_k$ と $\alpha_p$ の組合せのときの結果を用いて、計算を行っていない組合せのときの残差平方和を線形補間している。

表-3.2.18 小～大变位レベル4点における載荷試験と計算値の残差平方和 $[\Sigma (P_{Hi} - R_{Hdi})^2]$

砂質土ID = 5501

		$\Sigma(P_{Hi}-R_{Hdi})^2$					最小値に対する比率				
		$\alpha_p$					$\alpha_p$				
		2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
$\alpha_k$	1.0	47003	16236	3516	656	2880	470.9	162.7	35.2	6.6	28.9
	1.5	34699	6647	100	5343	17467	347.6	66.6	1.0	53.5	175.0
	2.0	28724	3026	1715	13848	33777	287.8	30.3	17.2	138.7	338.4
	3.0	22502	1250	7728	30010	63553	225.4	12.5	77.4	300.6	636.7

表-3.2.19 小～大变位レベル4点における載荷試験と計算値の残差平方和 $[\Sigma (P_{Hi} - R_{Hdi})^2]$

砂質土ID = 5514

		$\Sigma(P_{Hi}-R_{Hdi})^2$					最小値に対する比率				
		$\alpha_p$					$\alpha_p$				
		2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
$\alpha_k$	1.0	31429	8841	1075	988	5235	31.8	8.9	1.1	1.0	5.3
	1.5	22682	2792	1290	9309	22487	23.0	2.8	1.3	9.4	22.8
	2.0	17956	1446	5210	20084	41197	18.2	1.5	5.3	20.3	41.7
	3.0	13449	2047	13779	38533	71612	13.6	2.1	13.9	39.0	72.5

表-3.2.20 小～大变位レベル4点における載荷試験と計算値の残差平方和 $[\Sigma (P_{Hi} - R_{Hdi})^2]$ 

砂質土ID = 6534

		$\Sigma(P_{Hi}-R_{Hdi})^2$					最小値に対する比率				
		$\alpha_p$					$\alpha_p$				
		2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
$\alpha_k$	1.0	25325	42001	112880	197713	290113	1.3	2.1	5.7	10.0	14.7
	1.5	19685	83027	210580	364551	515777	1.0	4.2	10.7	18.5	26.2
	2.0	26129	125748	295235	499506	707814	1.3	6.4	15.0	25.4	36.0
	3.0	42684	201638	432742	710330	979929	2.2	10.2	22.0	36.1	49.8

表-3.2.21 小～大变位レベル4点における載荷試験と計算値の残差平方和 $[\Sigma (P_{Hi} - R_{Hdi})^2]$ 

粘性土ID = 5531

		$\Sigma(P_{Hi}-R_{Hdi})^2$					最小値に対する比率				
		$\alpha_p$					$\alpha_p$				
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$\alpha_k$	1.0	3209	46224	120891	207667	294719	1.0	14.4	37.7	64.7	91.8
	1.5	8022	70091	178164	312892	455672	2.5	21.8	55.5	97.5	142.0
	2.0	12277	87177	214075	375935	557290	3.8	27.2	66.7	117.2	173.7
	3.0	18385	112820	264108	460754	683055	5.7	35.2	82.3	143.6	212.9

表-3.2.22 小～大变位レベル4点における載荷試験と計算値の残差平方和 $[\Sigma (P_{Hi} - R_{Hdi})^2]$ 

粘性土ID = 5553

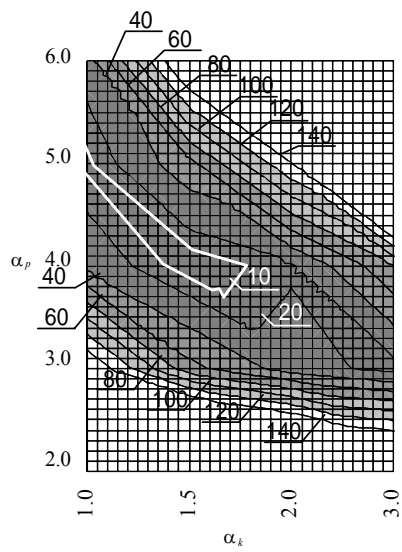
		$\Sigma(P_{Hi}-R_{Hdi})^2$					最小値に対する比率				
		$\alpha_p$					$\alpha_p$				
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$\alpha_k$	1.0	71648	2792	56453	173411	316680	25.7	1.0	20.2	62.1	113.4
	1.5	58729	17015	120654	315767	569814	21.0	6.1	43.2	113.1	204.1
	2.0	54902	36256	178583	419254	743039	19.7	13.0	64.0	150.1	266.1
	3.0	52919	64776	258555	577861	986979	19.0	23.2	92.6	206.9	353.4

表-3.2.23 小～大变位レベル4点における載荷試験と計算値の残差平方和 $[\Sigma (P_{Hi} - R_{Hdi})^2]$

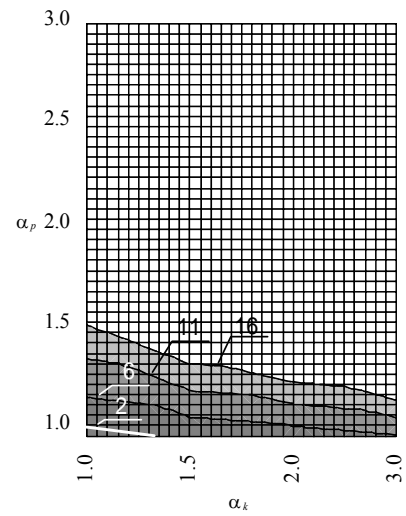
粘性土ID = 6510

		$\Sigma(P_{Hi} - R_{Hdi})^2$					最小値に対する比率				
		$\alpha_p$					$\alpha_p$				
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$\alpha_k$	1.0	31877	16118	6977	2106	217	146.7	74.2	32.1	9.7	1.0
	1.5	29004	13156	4735	1239	1078	133.5	60.5	21.8	5.7	5.0
	2.0	27311	11785	4230	1777	3120	125.7	54.2	19.5	8.2	14.4
	3.0	25574	10762	4056	3186	6840	117.7	49.5	18.7	14.7	31.5

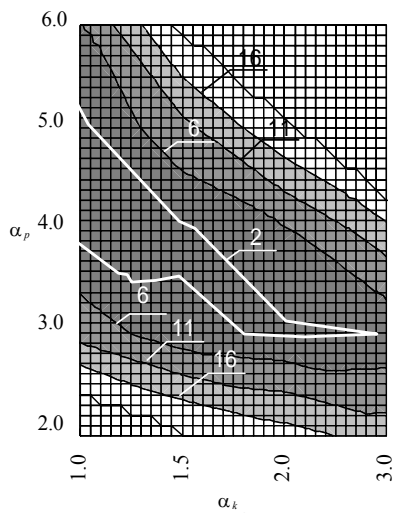




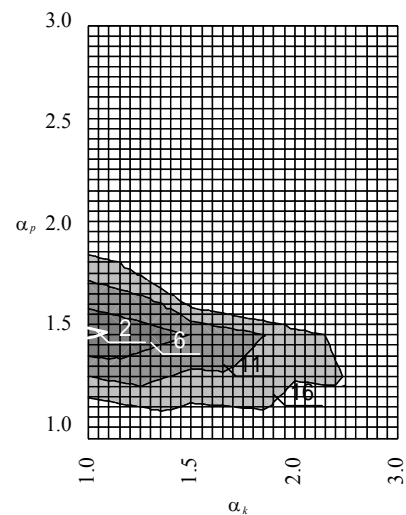
(1) 砂質土ID=5501



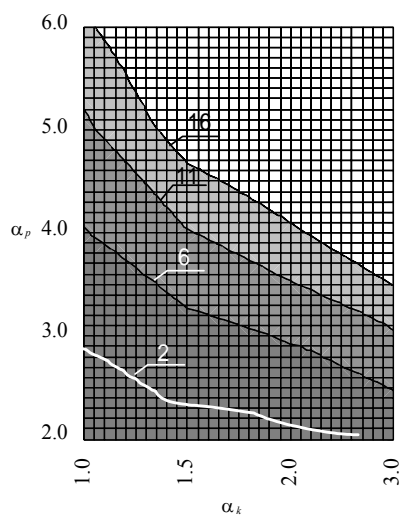
(4) 粘性土ID=5531



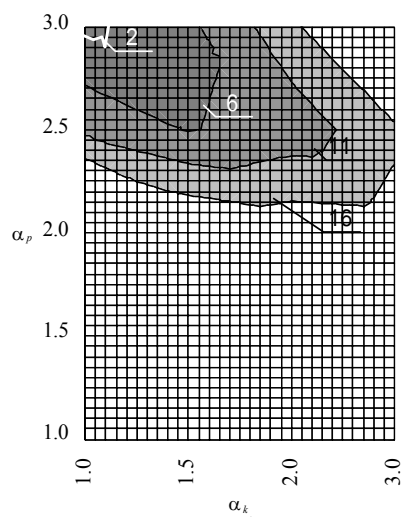
(2) 砂質土ID=5514



(5) 粘性土ID=5553



(3) 砂質土ID=6534



(6) 粘性土ID=6510

図-3.2.23 補正係数  $\alpha_k$ ,  $\alpha_p$  の組合せによる残差平方和  $[\sum (P_{Hi} - R_{Hdl})^2]$  の最小値に対する比のコンター図

図-3.2.23を見ると、大变位レベル1点の誤差に着目した前節と異なり、小～大变位レベルの4点で誤差を算出した結果、コンター図には誤差が小さい範囲が明確に見られるデータが幾つか現れるようになった(砂質土ID = 5501、粘性土ID = 5531、5553、6510)。 $\alpha_k$ が大きくなると $\alpha_p$ が小さくなる、 $\alpha_p$ が大きいと $\alpha_k$ が小さいという傾向がある。しかし、コンター図は横にかなりひろがる傾向がある。これは、 $\alpha_p$ に対して適合する $\alpha_k$ の値が多くあることを示している。すなわち、荷重変位曲線の計算値は $\alpha_k$ の値に対して鈍感であるという前述の結果を裏付けている。そこで、 $\alpha_p$ に着目すると、砂質土地盤では、残差平方和の誤差を小さくする $\alpha_p$ の範囲はID = 5501、5514では3.0～5.2、ID = 6534では2.0～2.8であった。粘性土地盤では、残差平方和の誤差を小さくする $\alpha_p$ の範囲はID = 5531では1.0～1.1、ID = 5553では1.5、ID = 6510では2.9～3.0であった。

次に $\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2$ を最小とする組合せについて検討する。表-3.2.24～表-3.2.29に $\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2$ の値と、各IDの載荷試験結果に対して $\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2$ の最小値を1とした時のその他の $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ の組合せの時の $\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2$ との比を示す。表-3.2.24～表-3.2.29に示した最小値の $\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2$ に対する比率をみると、砂質土のID = 5514、6534の2ケースでは誤差最小値となる $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ の組合せ以外に誤差比率が2倍以内の組合せが複数存在するが、他の4ケースでは誤差比率が2倍以内の組合せが存在しない。また、図-3.2.24は、表-3.2.24～表-3.2.29の最小値の $\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2$ に対する比率をコンター図に直したものである。ここに、計算を行った $\alpha_k$ と $\alpha_p$ の組合せのときの結果を用いて、計算を行っていない組合せのときの残差平方和を線形補間している。

表-3.2.24 小～大变位レベル4点における載荷試験と計算値の $[\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2]$

砂質土ID = 5501

		$\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2$					最小値に対する比率				
		$\alpha_p$					$\alpha_p$				
		2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
$\alpha_k$	1.0	0.406	0.166	0.066	0.034	0.039	231.4	94.5	37.8	19.1	22.1
	1.5	0.271	0.052	0.002	0.038	0.121	154.6	29.5	1.0	22.0	69.2
	2.0	0.205	0.017	0.021	0.121	0.275	116.8	10.0	12.2	69.2	157.2
	3.0	0.145	0.019	0.113	0.327	0.622	82.7	10.6	64.5	186.8	355.0

表-3.2.25 小～大变位レベル4点における載荷試験と計算値の $[\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2]$

砂質土ID = 5514

		$\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2$					最小値に対する比率				
		$\alpha_p$					$\alpha_p$				
		2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
$\alpha_k$	1.0	0.306	0.108	0.039	0.033	0.056	16.3	5.8	2.1	1.8	3.0
	1.5	0.182	0.019	0.020	0.096	0.213	9.7	1.0	1.0	5.1	11.3
	2.0	0.122	0.020	0.096	0.265	0.464	6.5	1.1	5.1	14.1	24.7
	3.0	0.085	0.085	0.295	0.602	0.973	4.5	4.5	15.7	32.1	51.9

表-3.2.26 小～大变位レベル4点における載荷試験と計算値の $[\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2]$ 

砂質土ID = 6534

		$\Sigma((P_{Hi}-R_{Hdi}) / P_{Hi})^2$					最小値に対する比率				
		$\alpha_p$					$\alpha_p$				
		2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
$\alpha_k$	1.0	0.078	0.102	0.198	0.310	0.429	2.0	2.6	5.0	7.8	10.8
	1.5	0.040	0.155	0.353	0.582	0.797	1.0	3.9	8.9	14.7	20.1
	2.0	0.050	0.244	0.530	0.859	1.182	1.3	6.2	13.4	21.7	29.9
	3.0	0.094	0.431	0.870	1.357	1.806	2.4	10.9	22.0	34.3	45.7

表-3.2.27 小～大变位レベル4点における載荷試験と計算値の $[\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2]$ 

粘性土ID = 5531

		$\Sigma((P_{Hi}-R_{Hdi}) / P_{Hi})^2$					最小値に対する比率				
		$\alpha_p$					$\alpha_p$				
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$\alpha_k$	1.0	0.049	0.476	1.119	1.798	2.406	1.0	9.7	22.8	36.6	49.0
	1.5	0.206	0.870	1.896	3.101	4.305	4.2	17.7	38.6	63.1	87.6
	2.0	0.387	1.337	2.600	4.132	5.793	7.9	27.2	52.9	84.1	117.9
	3.0	0.671	2.254	4.056	6.124	8.239	13.7	45.9	82.6	124.6	167.7

表-3.2.28 小～大变位レベル4点における載荷試験と計算値の $[\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2]$ 

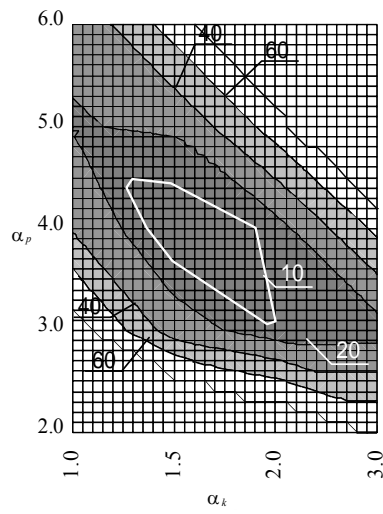
粘性土ID = 5553

		$\Sigma((P_{Hi}-R_{Hdi}) / P_{Hi})^2$					最小値に対する比率				
		$\alpha_p$					$\alpha_p$				
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$\alpha_k$	1.0	0.127	0.009	0.125	0.353	0.618	14.3	1.0	14.1	39.8	69.6
	1.5	0.145	0.158	0.389	0.792	1.296	16.3	17.7	43.8	89.1	145.8
	2.0	0.212	0.395	0.816	1.328	1.998	23.8	44.5	91.8	149.4	224.8
	3.0	0.276	0.776	1.583	2.550	3.546	31.0	87.3	178.1	286.9	399.0

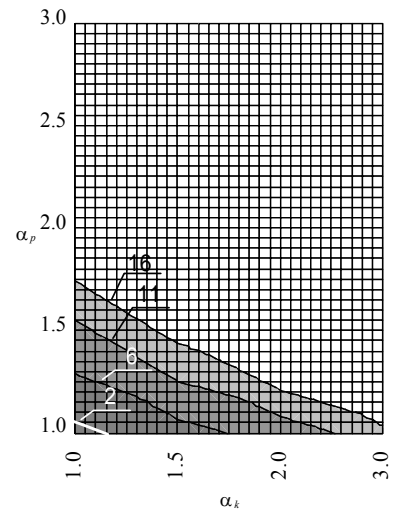
表-3.2.29 小～大变位レベル4点における載荷試験と計算値の $[\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2]$ 

粘性土ID = 6510

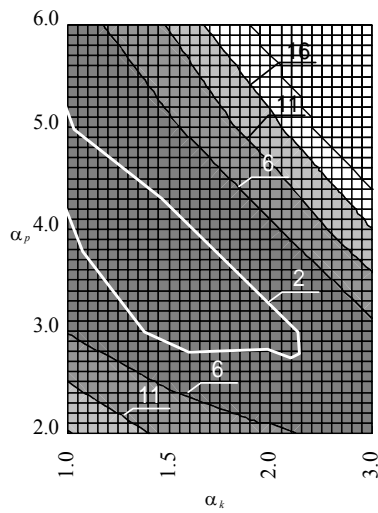
		$\Sigma((P_{Hi}-R_{Hdi}) / P_{Hi})^2$					最小値に対する比率				
		$\alpha_p$					$\alpha_p$				
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$\alpha_k$	1.0	0.627	0.294	0.122	0.034	0.003	209.4	98.3	40.6	11.3	1.0
	1.5	0.554	0.259	0.158	0.142	0.156	184.9	86.5	52.9	47.4	52.2
	2.0	0.526	0.322	0.357	0.437	0.527	175.6	107.4	119.1	146.1	176.1
	3.0	0.514	0.526	0.646	0.915	1.278	171.9	175.8	215.8	305.6	426.8



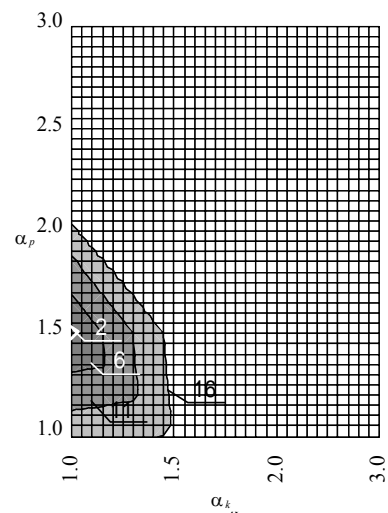
(1) 砂質土ID=5501



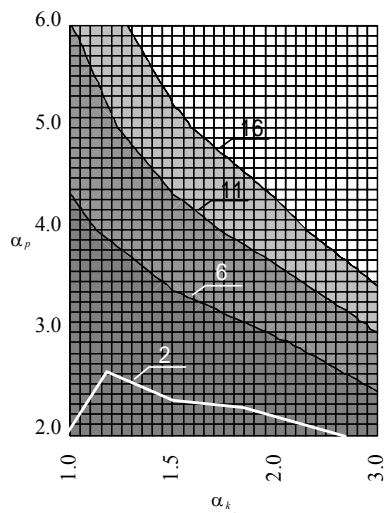
(4) 粘性土ID=5531



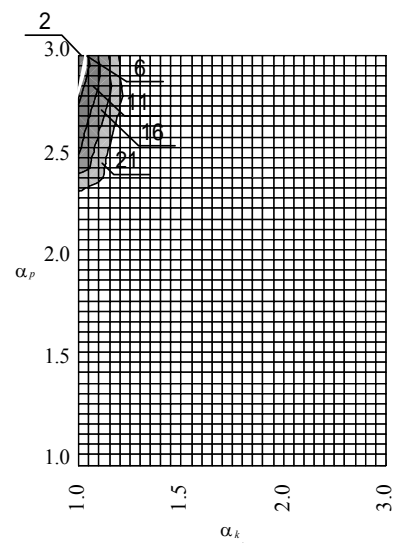
(2) 砂質土ID=5514



(5) 粘性土ID=5553



(3) 砂質土ID=6534



(6) 粘性土ID=6510

図-3.2.24 補正係数 $\alpha_k$ ,  $\alpha_p$ の組合せによる $[\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2]$ の最小値に対する比率のコンター図

図-3.2.24を見ると、コンター図に誤差が小さい範囲が明確に見られるデータは、砂質土ID = 5501、粘性土ID = 5531、5553、6510であった。分布より $\alpha_k$ が大きくなると $\alpha_p$ が小さくなる、 $\alpha_p$ が大きいと $\alpha_k$ が小さいという傾向がある。また、コンター図は横にかなりひろがる傾向がある。これは、 $\alpha_p$ に対して適合する $\alpha_k$ の値が多くあることを示している。すなわち、荷重-変位曲線の計算値は $\alpha_k$ の値に対して鈍感であるという前述の結果を裏付けている。しかし、誤差が小さくなる $\alpha_k$ の範囲は限定的になった。 $\alpha_p$ に着目すると、砂質土地盤では、残差平方和の誤差を小さくする $\alpha_p$ の範囲はID = 5501、5514では3～5、ID = 6534では2.0～2.6であった。粘性土地盤では、残差平方和の誤差を小さくする $\alpha_p$ の範囲はID = 5531では1.0～1.1、ID = 5553では1.5、ID = 6510では3.0程度であった。

各IDの載荷試験結果に対して $\Sigma (P_{Hi} - R_{Hdi})^2$ と $\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2$ が最小値となった $\alpha_k$ と $\alpha_p$ の組合せを抽出した後、 $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ それぞれを単純に平均したものを表-3.2.30、表-3.2.31に示す。砂質土地盤で誤差最小となる $\alpha_p$ は2～5程度、 $\alpha_p$ の平均値は3.7と3.0であり、岸田らの砂質土の極限地盤反力度の理論値による2～4倍に概ね近い値である。

表-3.2.30 誤差が小さい範囲と残差平方和 $[\Sigma (P_{Hi} - R_{Hdi})^2]$ が最小値となった $\alpha_k$ と $\alpha_p$ の組合せ

		$\alpha_k$		$\alpha_p$	
		範囲	誤差最小	範囲	誤差最小
砂質土	5501	1.0～1.8	1.5	3.7～5.1	4.0
	5514	1.0～2.8	1.0	3.0～5.1	5.0
	6534	1.0～2.8	1.5	2.0～2.8	2.0
	平均	—	1.3	—	3.7
粘性土	5531	1.0～1.1	1.0	1.0～1.2	1.0
	5553	1.0～1.1	1.0	1.5	1.5
	6510	1.0～1.1	1.0	2.9～3.0	3.0
	平均	—	1.0	—	1.8

表-3.2.31 誤差が小さい範囲と $[\Sigma ((P_{Hi} - R_{Hdi}) / P_{Hi})^2]$ が最小値となった $\alpha_k$ と $\alpha_p$ の組合せ

		$\alpha_k$		$\alpha_p$	
		範囲	誤差最小	範囲	誤差最小
砂質土	5501	1.0～2.0	1.5	3.1～4.5	4.0
	5514	1.0～2.3	1.5	2.8～5.1	3.0
	6534	1.0～2.8	1.5	2.0～2.6	2.0
	平均	—	1.5	—	3.0
粘性土	5531	1.0～1.1	1.0	1.0～1.1	1.0
	5553	1.0～1.1	1.0	1.5	1.5
	6510	1.0～1.1	1.0	2.9～3.0	3.0
	平均	—	1.0	—	1.8

$\alpha_p$ が杭の挙動に与える影響は非常に大きく、杭基礎の平均的な挙動を与えつつも、平均値と呼べる範囲にやや幅があるため、その範囲内で実測値よりも計算値の方が小さな抵抗力(荷重)、

もしくは、大きな変位が生じるように値を決めておくことが安全である。したがって、砂質土地盤における $\alpha_p$ は、 $\Sigma (P_{Hi} - R_{Hdi})^2$ の最適値3.7より安全側で、かつ、既往の研究から得られる値である2～4の平均値に近い数値である $\alpha_p = 3.0$ が提案される。

粘性土の $\alpha_p$ の誤差が小さい範囲は1.0～3.0程度、平均値は1.8であり、粘性土地盤の極限地盤反力度の理論値による1.5～3倍の下限程度であった。砂質土と同様に平均的な挙動を与えつつも、設計計算では基礎の抵抗(荷重)を低めに、応答変位を大きめで与えるモデルにしておくことを考えると、粘性土における $\alpha_p$ は、最適値1.8より安全側で、かつ、粘性土の極限地盤反力度の理論値による1.5～3倍の下限值相当の設定にあたる $\alpha_p = 1.5$ とすることが提案される。

水平地盤反力係数 $k_H$ に関する補正係数 $\alpha_k$ の値については、前節の感度分析からもわかったように小～大変位レベルの杭の挙動に対してはあまり影響を与えない。また、最適値は砂質土で1.0～1.5 (平均1.3と1.5)、粘性土で1.0であり、土質区分の違いによる差はほとんどなかった。 $\alpha_k$ と $\alpha_p$ の組合せの関係は、図-3.2.23および図-3.2.24からわかるように $\alpha_p$ を小さくすると $\alpha_k$ が大きくなる傾向にある(コンターの流れが右下がり)。そこで、計算結果に与える影響が大きい $\alpha_p$ について荷重を低めに与える側(小さく)に丸めるものとし、 $\alpha_k$ については大きめに丸めると、砂質土1.5、粘性土1.5が提案される。最終的に、表-3.2.32が $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ の値として提案される。

表-3.2.32  $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ の組合せの最適値を単純平均化した値とそれを丸めた提案値

	$\alpha_k$		$\alpha_p$	
	平均値	提案値	平均値	提案値
砂質土	1.3 もしくは 1.5	1.5	3.7 もしくは 3.0	3.0
粘性土	1.0	1.5	1.8	1.5

### 3.2.7 互層地盤への適用性に関する検討

前節では、土質条件が深さ方向に均質と考えられる載荷的試験結果を用いて、 $\alpha_k$ と $\alpha_p$ の値を分析し提案した。しかし、実際には途中で土層構成が変化し、さらには互層地盤である場合も少なくない。そこで、提案した $\alpha_k$ と $\alpha_p$ の値を用いて、表-3.2.1に示したIDの砂質土8 ケース、粘性土4 ケースおよび互層4 ケースの計16ケースの載荷試験結果のシミュレーションを行い、シミュレーションの精度を確認する。対象とした載荷試験データに荷重載荷点高さが地表面から杭径 $D$ 以上のデータが含まれるため、シミュレーションでは突出長 $h$ を考慮した逆算 $k_H$ を求め、載荷点の位置および変位算出位置も実験に合わせた。計算精度は小変位レベル(1%変位)、中変位レベル(3.5~6 %変位) および大変位レベル(10%もしくは試験最大変位) における載荷試験荷重 $P_H$ と計算値荷重 $R_{Hd}$ による水平荷重比 $p = (\text{実測値} P_H) / (\text{計算値} R_{Hd})$ により評価する。

図-3.2.25、図-3.2.26 には各ケースの荷重-変位曲線を示す。図中の・印は、計算において杭体が降伏した点を表している。表-3.2.33に算出した水平荷重比 $p$ の統計量を示す。

表-3.2.33 着目変位における水平荷重比 $p$ (実測値 / 計算値)の統計量

		着目ひずみ及び変位量			
		1%	3.5%	6%	10%
砂質土	サンプル数	8	8	8	8
	平均値	1.139	1.119	1.160	1.211
	標準偏差	0.174	0.270	0.240	0.245
	変動係数 $CV$	15.3%	24.2%	20.7%	20.3%
粘性土	サンプル数	4	4	4	4
	平均値	0.971	1.179	1.324	1.394
	標準偏差	0.325	0.377	0.413	0.425
	変動係数 $CV$	33.5%	31.9%	31.2%	30.5%
互層地盤	サンプル数	4	4	4	4
	平均値	1.075	1.157	1.178	1.170
	標準偏差	0.285	0.265	0.225	0.196
	変動係数 $CV$	26.5%	22.9%	19.1%	16.7%
集 計	サンプル数	16	16	16	16
	平均値	1.081	1.144	1.205	1.246
	標準偏差	0.238	0.278	0.276	0.283
	変動係数 $CV$	22.0%	24.3%	22.9%	22.7%

試験最大ひずみが10%未満のデータは試験最大ひずみとした。

小変位レベル(1%) から中(3.5～6%)～大变位レベル(10%) になるに連れ、水平荷重比 $p$ の平均値は大きくなる傾向である。砂質土地盤の場合、変位レベルによらず水平荷重比 $p$ はほぼ1、変動係数も20%程度と特に安定した計算結果が得られている。粘性土地盤では、変位レベルに応じて水平荷重比 $p$ の平均値が増大し、小変位レベルでは水平荷重比 $p$ の平均値が1よりも小さく、大变位レベルでは $p$ の平均値が1より大きくなる。中変位および大变位レベルにおける変動係数も、砂質土のみの場合および互層地盤の場合よりも大きい。これは、必ずしも $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ の精度のみに起因しているのではなく、多くのケースで粘性土層の強度定数 $c$ を標準貫入試験の $N$ 値から推定せざるを得なかったことにも原因があると考えられる。互層地盤では水平荷重比 $p$ の平均値は1前後で安定している。互層地盤の統計量は、変動係数が20～30%と小変位レベルでは砂質土単体よりもばらつきがやや大きい、変位レベルが大きくなると砂質土単体の場合よりもばらつきが小さくなっている。粘性土単体と比較すると全体的にばらつきが小さいことがわかる。すなわち、互層地盤に対する精度は砂質地盤に対する精度と粘性土地盤に対する精度の中間的なところに位置した。



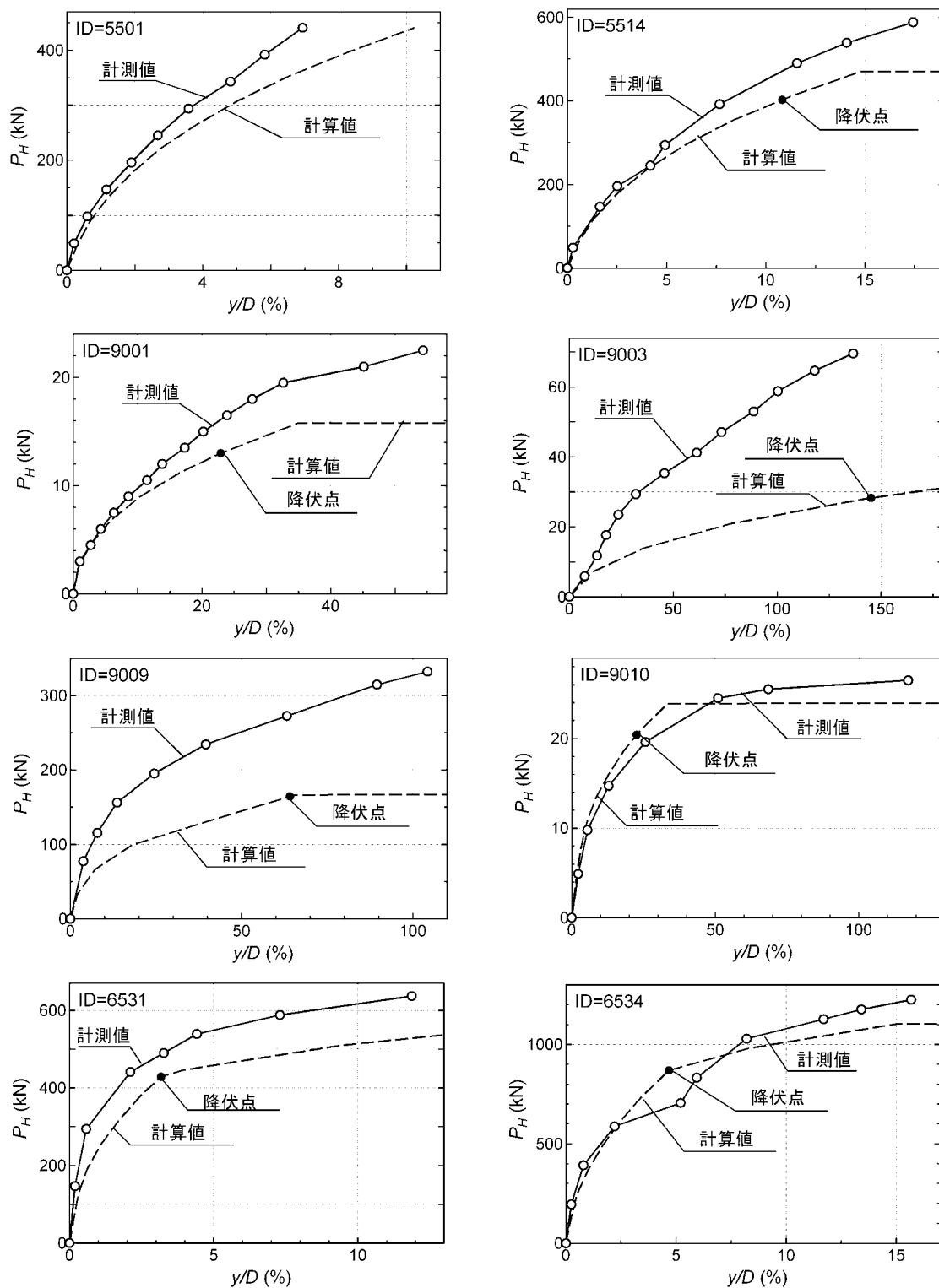


図-3.2.25 載荷試験結果と計算値による荷重-変位曲線

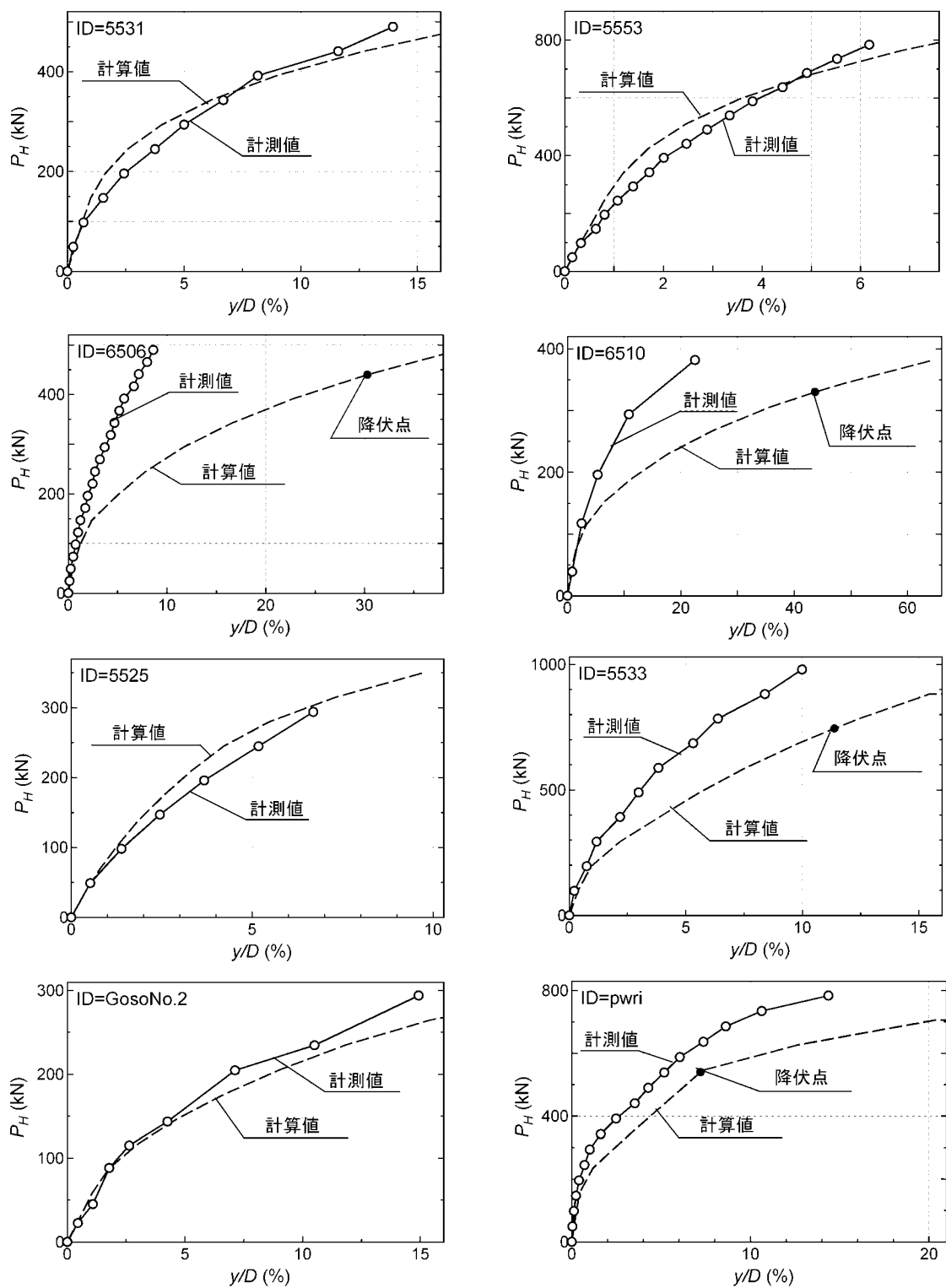


図-3.2.26 載荷試験結果と計算値による荷重-変位曲線

### 3.2.8 群杭効果のモデル化

DIN4014<sup>43)</sup>では荷重・荷重方向の杭間隔が $6D$ 、荷重直角方向の杭間隔が $3D$ 以下の場合には群杭効果が生じると規定されているように、近接して杭が配置された組杭の水平地盤抵抗は、群杭効果により、単杭の水平抵抗の和と比べて小さくなる傾向がある。以下に、既往の研究成果<sup>2) 4) 39) 44)</sup>から、群杭効果に関する補正係数に関して整理し、モデル化を行う。

#### (a) 水平地盤反力係数と地盤反力度の上限値それぞれを補正する方法

補正する係数を水平地盤反力係数の補正係数 $\eta_k$ 、水平地盤反力度の上限値の補正係数 $\eta_p$ とし、それぞれ単杭の水平地盤反力係数および水平地盤反力度の上限値に乘じることとする。したがって、図-3.2.27のようなバイリニアモデルとなり、群杭効果を考慮した初期勾配 $k_{HE}$ および群杭効果を考慮した杭に作用する地盤反力度の上限値 $p_{HUG}$ は、

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \quad (3.2.27)$$

$$p_{HUG} = \eta_p \alpha_p p_U \quad (3.2.28)$$

ここに、 $\eta_k \leq 1$ 、 $\eta_p \leq 1$ となる。

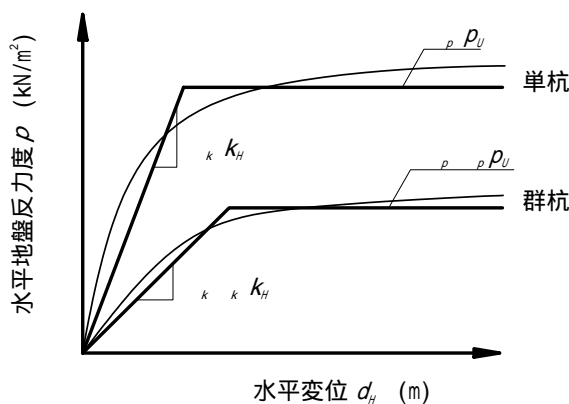


図-3.2.27 杭の水平方向の抵抗特性

#### (b) 水平地盤反力係数の群杭効果に関する補正係数 $\eta_k$

基礎の水平地盤反力係数は荷重面積に依存する。組杭の場合、基礎全体として、仮想ケーソン基礎のように挙動すれば、有効荷重面積が杭単体よりも増加し、その結果組杭の地盤反力係数は単杭の地盤反力係数よりも低下すると考えられる。岡原らは、図-3.2.28に示すように組杭の場合には「見かけ上の荷重幅」が増加することで地盤反力係数が低下するという考え方で $\eta_k$ を評価している。

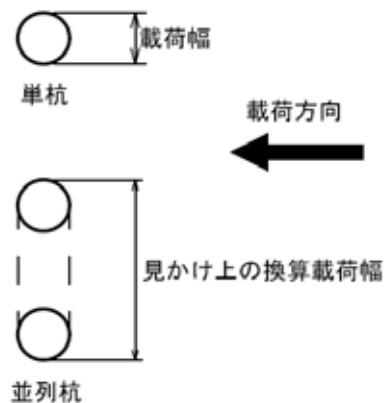


図-3.2.28 見かけ上の載荷幅<sup>4)</sup>

岡原らは、表-3.2.34に示す6 ケースの杭配置について組杭模型実験の載荷試験を行っている<sup>2)</sup>。この実験では、土槽内に人工的に作製した砂質地盤において、鋼製フーチングにより剛結された組杭模型試験体を設置し、一方向多サイクル荷重載荷を行い、荷重変位関係について確認するとともに、抵抗する地盤の挙動について分析を行っている。杭中心間隔は杭径の2.5 倍である。具体的には、実験では組杭の大変形時の水平抵抗の力学的機構を把握するとともに、式(3.2.27)、(3.2.28) において $\eta_k \alpha_k$ を $\alpha_k$ と置き直し、また $\eta_p \alpha_p$ を $\alpha_p$ と置き直し、 $k_{HE} = \alpha_k k_H$ 、 $p_{HUG} = \alpha_p p_U$ として $\alpha_k$ および $\alpha_p$ をパラメータとしたシミュレーション解析を行っている。すなわち、 $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ は、群杭効果が含まれた値になっている。結果を表-3.2.34、表-3.2.35に示す。荷重載荷方向に直列配置された2 本直列杭および3 本直列杭の $\alpha_k$ の適合値は単杭の $\alpha_k$ とほぼ同じ1.0～1.5であるのに比べ、荷重載荷方向に並列配置された2本並列杭は1.0、3本並列杭は0.75と低下していく傾向にある。また、方形配置(3×3) の9 本組杭では0.35と極端に小さな値となっている。この各杭の $\alpha_k$ の適合値を単杭の適合値 $\alpha_k = 1.5$ に低減率 $\eta_k$ を乗じることで表したものが図-3.2.29である( $\eta_k =$  組杭の $\alpha_k /$  単杭の $\alpha_k$ )。これによれば、荷重載荷方向に直列な組杭よりも並列な組杭の低減される度合いが大きくなっており、単杭の場合に対して2/3～1/2 程度となっている。また、9 本組杭では0.2 程度まで小さくなっている。

表-3.2.34  $\alpha_k$ ,  $\alpha_p$ のパラメータ解析結果<sup>2)</sup>

ケース	杭配置	$\alpha_k$	$\alpha_p$	ID
単杭		1.50	3.0	9003
2 本直列杭	前列杭	1.50	3.0	9005
	後列杭		1.0	
3 本直列杭	前列杭	1.00	3.0	9007
	中間杭		1.0	
	後列杭		0.5	
2 本並列杭		1.00	2.5	9004
3 本並列杭		0.75	2.5	9006
9 本組杭	前列杭	0.35	2.5	9008
	中間杭		1.0	
	後列杭		1.0	

表-3.2.35 単杭の $\alpha_k$ ,  $\alpha_p$ を1とした場合の各杭の $\alpha_k$ ,  $\alpha_p$ の比率( $\eta_k$ ,  $\eta_p$ )

ケース	杭配置	$\eta_k$	$\eta_p$	ID
単杭		1.00	1.00	9003
2 本直列杭	前列杭	1.00	1.00	9005
	後列杭		0.33	
3 本直列杭	前列杭	0.67	1.00	9007
	中間杭		0.33	
	後列杭		0.17	
2 本並列杭		0.67	0.83	9004
3 本並列杭		0.50	0.83	9006
9 本組杭	前列杭	0.23	0.83	9008
	中間杭		0.33	
	後列杭		0.33	

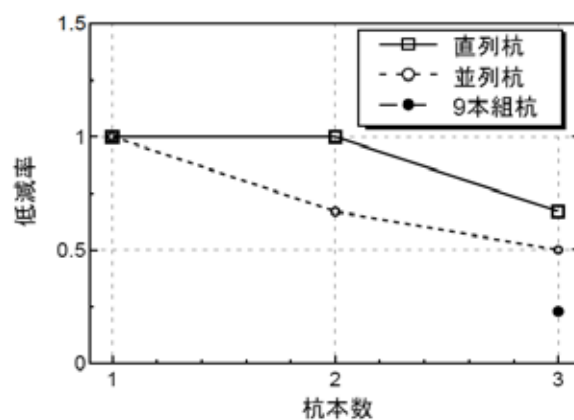


図-3.2.29 単杭の $\alpha_k$ に対する低減率 $\eta_k$ <sup>2)</sup>

また、中野ら<sup>39)</sup>は岡原らと同じ手法で実物大杭基礎の水平載荷試験についても補正係数のパ

ラメータ解析を実施しており、その結果は表-3.2.36に示す値である。ここに、首都高杭<sup>45)</sup>とは、旧首都高速道路公団が実物大杭基礎(鋼管杭 $\phi 318.5$  mm) を野外に単杭と9本組杭を構築して行った実験、梅田杭<sup>46)</sup>とは、旧阪神高速公団が既設橋脚の基礎(場所打ち杭 $\phi 1000$  mm) を利用して、単杭と組杭(2本直列杭) の水平載荷試験を行ったもの、岸和田杭<sup>3)</sup>とは、同じく旧阪神高速公団が実杭である場所打ち杭 $\phi 1200$  mmの単杭および組杭(3 $\times$ 3) の一方向水平載荷試験を行ったものである。杭中心間隔は、首都高杭および岸和田杭は杭径の2.5倍、梅田杭は杭径の2.83倍である。表-3.2.36によれば、 $\alpha_k$ の単杭比率、すなわち同一実験において単杭実験に対して得られた $\alpha_k$ と、組杭実験に対して得られた $\alpha_k$ の比率である低減率 $\eta_k$ は1.0 $\sim$ 0.5で、組杭の水平地盤反力係数は単杭のそれに比べ同等かまたは低下していることがわかる。表-3.2.35、表-3.2.36に示した組杭の $\eta_k$ を平均すると2/3程度となる。したがって、杭中心間隔が杭径の2.5倍程度であるとき、式(3.2.27) の $\eta_k$ は、 $\eta_k = 2/3$ と近似できる。

表-3.2.36  $\alpha_k$ 、 $\alpha_p$ のパラメータ解析結果<sup>39)</sup>

試験名	杭配置	杭位置	$\alpha_k$	単杭比率 ( $= \eta_k$ )	$\alpha_p$	単杭比率 ( $= \eta_p$ )	前列杭比率
ID:6544 首都高杭 (鋼管砂質系)	単杭		3.0	1.00	2.5	1.00	—
	9本杭	前列杭	3.0	1.00	1.0	0.40	1.00
		中間杭			0.8	0.32	0.80
		後列杭			0.4	0.16	0.40
ID:6532 梅田杭 (場所打ち砂質系)	単杭		2.4	1.00	2.5	1.00	—
	2本直列杭	前列杭	2.4	1.00	2.5	1.00	1.00
		後列杭			1.0	0.40	0.40
ID:6535 岸和田杭 (場所打ち砂質系)	単杭		2.0	1.00	3.5	1.00	—
	9本杭	前列杭	1.0	0.50	3.0	0.86	1.00
		中間杭			3.0	0.86	1.00
		後列杭			1.5	0.43	0.50

(c) 水平地盤反力度の上限値の群杭効果に関する補正係数 $\eta_p$  (砂質土地盤の場合)

岡原らや中野らが行った同定解析の対象である模型実験や実物大杭基礎の水平載荷試験はいずれも砂質土地盤で行われている。岡原らおよび中野らは、水平地盤反力度の上限値に関する補正係数 $\alpha_p$ について、次のような傾向を得ている(表-3.2.34および表-3.2.36参照)。ここに、得られた $\alpha_p$ はクーロン受働土圧そのものに対する倍率で、群杭効果も含んだ値となっており、前項で得た $\alpha_p$ と式(3.2.29) の群杭効果 $\eta_p$ の積と同じである。

- ・ 直列杭における前列杭の $\alpha_p$ は単杭の $\alpha_p$ と同じ値が得られている(表-3.2.34の2本直列杭、3本直列杭および表-3.2.36の梅田杭)。
- ・ 直列杭とは異なり、並列杭もしくは方形組杭(いずれも3 $\times$ 3 = 9本組杭) の場合は、単杭の $\alpha_p$ に対して前列杭の $\alpha_p$ は減少する傾向である。
- ・ 載荷方向に多列となる直列杭や9本組杭の中列杭および後列杭の $\alpha_p$ は前列杭の $\alpha_p$ よりも減少する傾向である(図-3.2.30参照)。

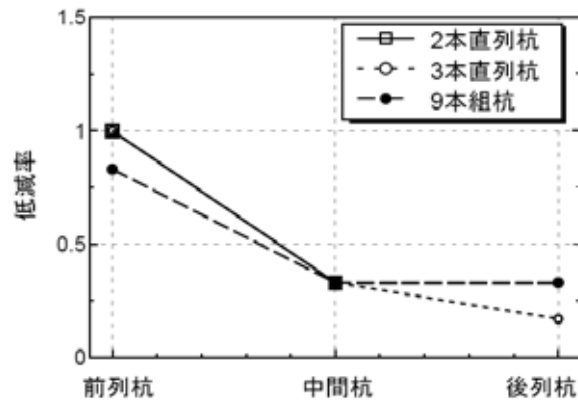


図-3.2.30 単杭の $\alpha_p$ に対する直列杭の低減率 $\eta_p$ <sup>2)</sup>

模型杭の水平載荷実験(表-3. 2.34参照) では、単杭の $\alpha_p$ を1とした場合は、2列並列杭、3列並列杭の $\alpha_p$ 、すなわち $\eta_p$ は、いずれも0.83となっている。また、9本組杭の前方杭においても同様に $\eta_p = 0.83$ となっている。実物大杭基礎の水平載荷試験(表-3.2.36参照) でみると、岸和田杭の前列において $\eta_p = 0.86$ となり模型杭の並列杭・方形杭の前列杭の $\eta_p$ と同程度の値となっている。

また、3.2.6 において得られた単杭の $\alpha_p$ は3であり、このことはクーロン受働土圧的な極限地盤反力度が発揮されているとき、杭前面地盤のうち、杭径の3倍程度の範囲が抵抗していると考えられる。そこで、3D以上の杭間隔では並列方向の群杭効果は1と仮定する。そして、このときの $\eta_p = 1$ である。また、模型杭を基本にすると、表-3.2.34、表-3.2.35に示すように、並列杭および9本組杭でも前列杭の $\eta_p$ は2.5 / 3である。表-3.2.34の $\alpha_p$ は式(3.2.28) であるところの $\eta_p \alpha_p$ のことであるので、 $\eta_p$ を杭中心間隔の関数とすれば、

$$\eta_p = \frac{(\text{杭中心間隔}) / (\text{杭径} D)}{(\eta_p = 1 \text{ になるときの杭中心間隔 } 3D) / (\text{杭径} D)} = \frac{\text{杭中心間隔}}{3D} \quad (3.2.29)$$

とモデル化できる。ただし、杭中心間隔が3D以上である場合には $\eta_p = 1$ とする。

表-3.2.34 に示す模型9本組杭および表-3.2.36の実物大基礎の水平載荷試験については、中間杭、後列杭の $\alpha_p$ の値は、前列杭に対して1 / 2.0 ~ 1 / 2.5程度(0.5 ~ 0.4程度) になっている。このことから、砂質地盤の組杭における最前列以外の杭の水平地盤反力度の上限値は最前列の $\eta_p \alpha_p$ の1 / 2であるとモデル化する。

(d) 水平地盤反力度の上限値の群杭効果に関する補正係数 $\eta_p$  (粘性土地盤の場合)

図-3.2.11(a) のような地盤のくさび形の抵抗エリアを考えたときに、岸田・中井は、粘性土地盤ではくさびの平均的な広がりを示す図中の $\alpha$ を0とおいている。また、前項で同定した単杭に対する $\alpha_p$ も1.5であり、これは極限地盤反力度が発揮されている時も杭前面地盤中での抵抗領域は小さく、杭径の2.5倍以下であろうことを示している。そこで、杭中心間隔が杭径の2.5倍の場合には、最前列杭および最前列以外の杭に関わらず群杭効果として $\eta_p = 1.0$ と仮定する。

### 3.2.9 荷重-変位関係および杭体曲げモーメント分布に見るモデル化の妥当性検証

前項までに大きな水平変位を受ける杭基礎の荷重-変位曲線を得るための地盤反力度 $p$ -水平変位 $d_H$ の関係をバイリニアモデルでモデル化した。すなわち、群杭効果を考慮した初期勾配 $k_{HE}$ は、

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \quad (3.2.30)$$

ここに、 $k_H$ は基準変位に対する地盤反力係数、 $\alpha_k$ は非線形の $p$ - $d_H$  曲線をバイリニアモデルにするための補正係数で1.5、 $\eta_k$ は群杭効果に関する補正係数で2/3である。

また、群杭効果を考慮した杭に作用する水平地盤反力度の上限値 $p_{HUG}$ は、

$$p_{HUG} = \eta_p \alpha_p p_U \quad (3.2.31)$$

ここに、 $p_U$ は受働土圧強度(クーロン土圧)、 $\alpha_p$ はバイリニアモデルの上限値を与える補正係数(砂質土地盤 = 3.0、粘性土地盤 = 1.5)、 $\eta_p$ は粘性土地盤では1.0、砂質土地盤は $\eta_p \alpha_p$ として荷重載荷直角方向の杭の中心間隔 / 杭径( $\alpha_p = 3.0$ ) で、最前列以外は1/2である。

これらは、それぞればらつきを有するものの中から特定した値である。そこで、これらの誤差が最終的に設計で用いられる杭基礎の荷重-変位曲線や杭の曲げモーメント分布の計算値にどの程度影響を与えるのかを調べる。地盤そのもののばらつきの影響や杭体の非線形化のモデルの精度が計算結果に与える影響を極力排除するため、模型鋼管杭の載荷試験データを対象とする。模型組杭の実験は極めて大きな変位レベル(杭径の100%以上) まで載荷することを目的としているので、載荷試験の途中で杭体が降伏しないように、杭体に杭径(100 mm程度) に比べると板厚が厚くて杭の曲げ剛性が高い鋼管を使用している。また、土槽内に均一な砂地盤を人工的に作製して行われている。したがって、その他の不確実性に比べて $\eta_k \alpha_k$ 、 $\eta_p \alpha_p$ の有するモデル誤差が計算結果に与える影響が強く表れると考えられることから検討対象とした。

検討に用いる土槽地盤の模型組杭は、表-3.2.2に示すID = 9002、9005、9007、9008および9018の5ケースとする。表-3.2.37には、検討に用いる土槽地盤の模型組杭の載荷試験と対応する模型単杭の載荷実験のIDを示す。

$\eta_k$ 、 $\alpha_k$ 、 $\eta_p$ 、 $\alpha_p$ の誤差が計算結果に与える影響を調るにあたっては、基準変位量に対する地盤反力係数 $k_H$ に大きな誤差が入る事は避けたい。そこで、対応する単杭の実験データから1%変位レベルにおける逆算 $k_H$ を求め、式(3.2.30) の $k_H$ として用いることにした(3.2.3参照)。一方で、シミュレーションは載荷点の位置および変位算出位置を実験に合わせた。

杭の鉛直方向の抵抗は杭の軸方向バネ定数 $K_v$ を初期勾配とし、押込み支持力の上限値 $R_{ucN}$ と引抜き支持力の上限値 $R_{ucT}$ を上限値とするバイリニア型とする。ID = 9018の軸方向バネ定数および支持力の上限値は、現行道路橋示方書の打込み杭(打撃工法) により算定する。その他の模型杭は、杭先端を土槽に固定しているため支持力の上限値を無視する。



表-3.2.37 土槽地盤の模型組杭データ

ID	杭種	施工法	杭列数		杭本数	杭径 $D$ (mm)	載荷試験結果			対応する 単杭データ のID
			載荷 方向	載荷直 角方向			$y$ max (kN)	$y$ max (mm)	$y$ max/ $D$ (%)	
9002	鋼管杭	模型杭	2	2	4	114.3	24.5	36.20	31.67	9001
9005	鋼管杭	模型杭	2	1	2	101.6	52.0	169.10	166.44	9003
9007	鋼管杭	模型杭	3	1	3	101.6	44.1	170.10	167.42	9003
9008	鋼管杭	模型杭	3	3	9	101.6	37.3	186.10	183.17	9003
9018	鋼管杭	模型杭	2	2	4	101.6	16.7	99.90	98.33	9010

杭体のモーメント $M$ -曲率の関係は道路橋示方書による公称値を用いて算出する。算定に用いる軸力は、ID = 9018は鉛直荷重を載荷しているのでその値を、他のデータは0とした。

本検討では杭径が600 mm未満の場合も模型杭は部材の分割ピッチを100 mmとした。

計算で得られた各実験の荷重( $P$ ) 変位( $y$ ) 曲線を図-3.2.31に示す。ここで、杭径の1%、3.5%、6%および10%変位に着目し、その時の載荷試験荷重 $P_{HG}$ と計算値 $R_{HdG}$ による水平荷重比 $p$  = (実測値 $P_{HG}$ ) / (計算値 $R_{HdG}$ ) を求めた。水平荷重比 $p$ と変位レベル $y / D$ の関係を表-3.2.38および図-3.2.32 に、着目した $y / D$ における水平荷重比 $p$ の統計量を表-3.2.39に示す。また、着目変位ごとの水平荷重比 $p$ の度数分布を図-3.2.33に示す。

結果の概要を以下に示す。個々の荷重-変位曲線は必ずしも実験値と計算値が綺麗にフィットしている訳ではないが、中～大変位レベルにおける水平荷重比 $p$ の平均値は概ね1に近い値であり、変動係数は30～40%程度の値が得られた。

- ・変位レベルが小(1%)～中(3.5%、6%)～大(10%) と大きくなるに連れ、荷重比 $p$ の平均値は1.2～0.9と小さくなる傾向である。
- ・中変位レベルから大変位レベルの荷重比 $p$ の平均値は1未満となるが、概ね1に近い値であった。
- ・変動係数 $CV$ も同様に、変位レベルが小から大になるにつれ63%～25%へと小さくなっている。

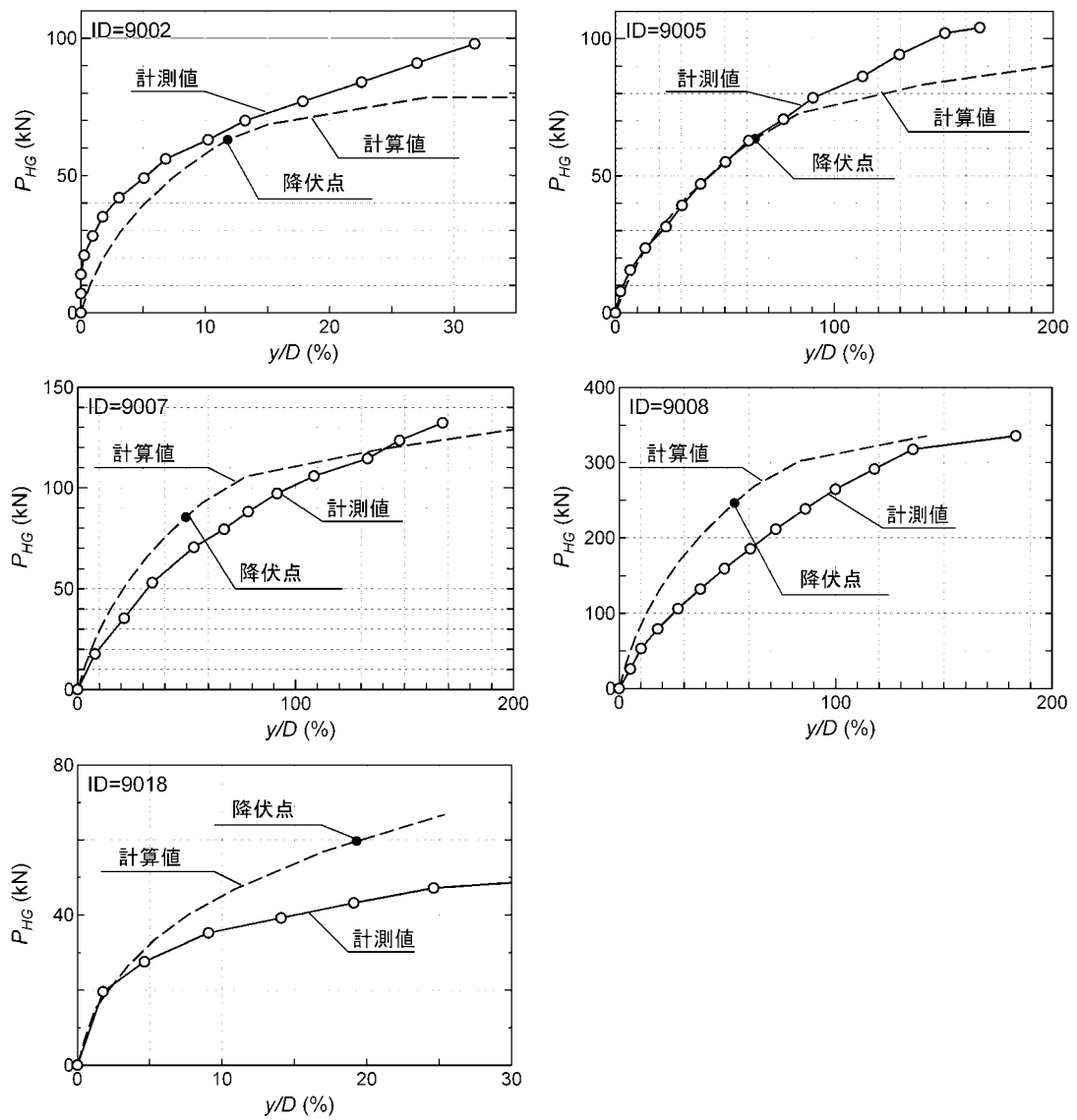


図-3.2.31 载荷試験結果と計算値による荷重-変位曲線

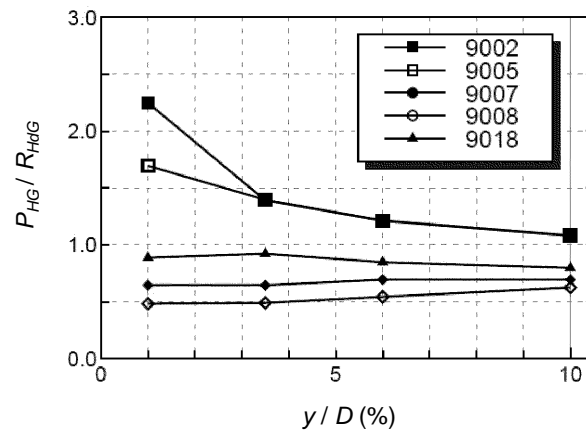


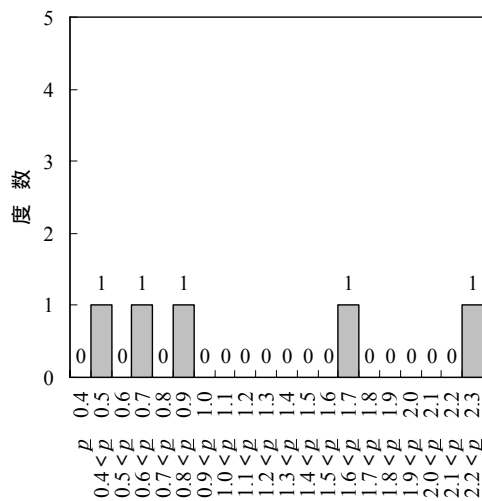
図-3.2.32 水平荷重比 $p$ と変位の関係

表-3.2.38 着目変位レベルにおける水平荷重比 $p$  = 実測値 $P_{HG}$  / 計算値 $R_{HdG}$

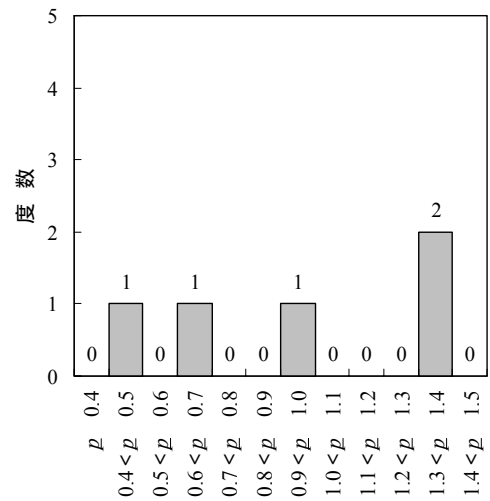
	ID	杭種	施工法	杭径	1%ひずみ			3.5%ひずみ		
				$D$ (mm)	$P_{HG}$ (kN)	$R_{HdG}$ (kN)	$P_{HG}/R_{HdG}$	$P_{HG}$ (kN)	$R_{HdG}$ (kN)	$P_{HG}/R_{HdG}$
模型群杭	9002	鋼管杭	模型杭	114.3	28.3	12.6	2.249	43.5	31.3	1.392
	9005	鋼管杭	模型杭	101.6	3.4	2.0	1.696	9.9	7.1	1.396
	9007	鋼管杭	模型杭	101.6	2.2	3.4	0.646	7.8	12.0	0.646
	9008	鋼管杭	模型杭	101.6	5.0	10.3	0.484	17.5	35.6	0.491
	9018	鋼管杭	模型杭	101.6	11.1	12.5	0.888	24.4	26.5	0.923
	ID	6%ひずみ			10%ひずみ			変位15 mm		
		$P_{HG}$ (kN)	$R_{HdG}$ (kN)	$P_{HG}/R_{HdG}$	$P_{HG}$ (kN)	$R_{HdG}$ (kN)	$P_{HG}/R_{HdG}$	$P_{HG}$ (kN)	$R_{HdG}$ (kN)	$P_{HG}/R_{HdG}$
模型群杭	9002	52.7	43.4	1.214	62.5	57.8	1.082	69.8	65.3	1.069
	9005	14.2	11.8	1.212	19.3	17.9	1.081	24.5	24.2	1.014
	9007	13.3	19.2	0.695	20.4	29.3	0.695	26.7	39.3	0.679
	9008	30.4	55.9	0.544	52.3	83.7	0.626	68.8	111.2	0.619
	9018	30.0	35.3	0.848	36.0	45.0	0.798	39.7	53.2	0.747

表-3.2.39 着目変位レベルにおける水平荷重比 $p$ (実測値 / 計算値) の統計量

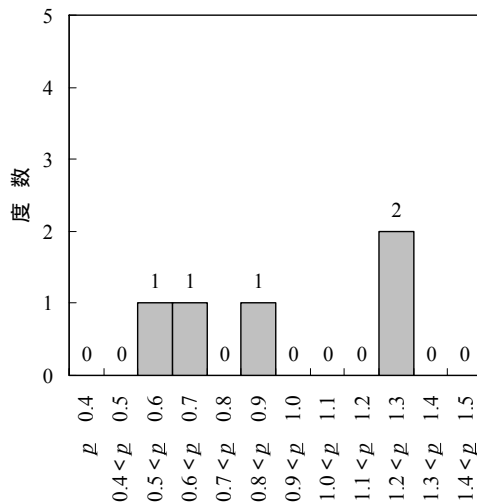
		着目変位			
		1%	3.50%	6%	10%
模型鋼管杭 (土槽地盤)	サンプル数	5	5	5	5
	最小値	0.484	0.491	0.544	0.626
	最大値	2.249	1.396	1.214	1.082
	平均値	1.192	0.970	0.902	0.857
	標準偏差	0.752	0.417	0.303	0.214
	変動係数 $CV$	63.1%	43.0%	33.6%	25.0%



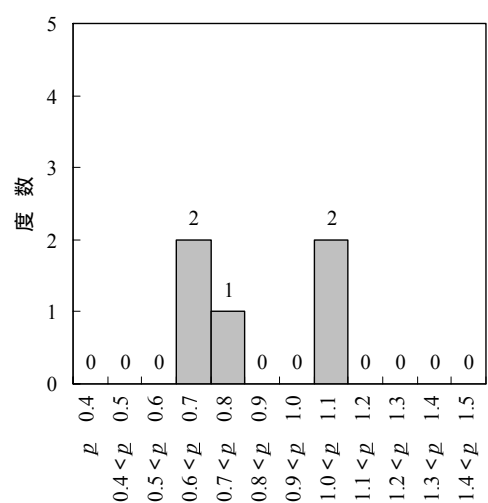
(a) ひずみレベル1%



(b) ひずみレベル3.5%



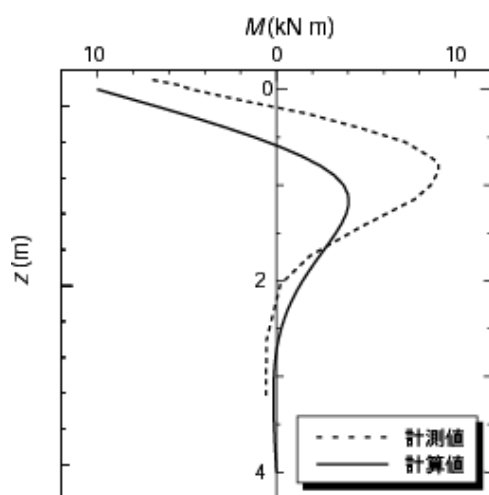
(c) ひずみレベル6%



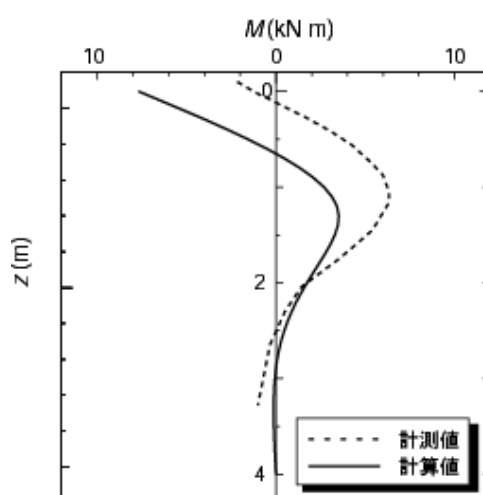
(d) ひずみレベル10%

図-3.2.33 着目変位レベルにおける水平荷重比 $\rho$ (実測値 / 計算値)の度数分布

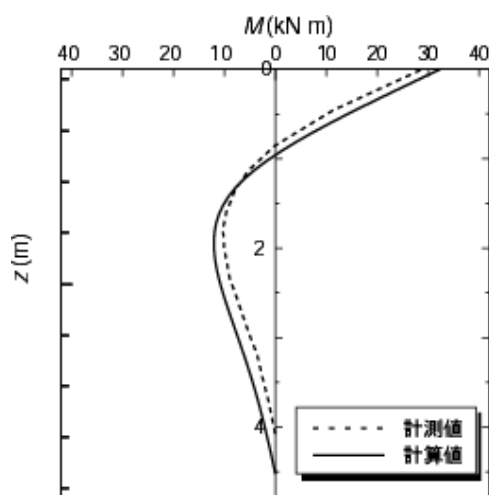
次に、計算で得られた曲げモーメント分布を図-3.2.34、図-3.2.35に、最大曲げモーメントの値とその発生位置を表-3.2.40に示す。ID9002およびID9018では実験値と計算値の適合性が良いとはいえないが、その他のケースでは実験値と計算値が綺麗にフィットしている。ここでの曲げモーメント分布は、各杭本体が降伏する直前の荷重状態での分布を示している。



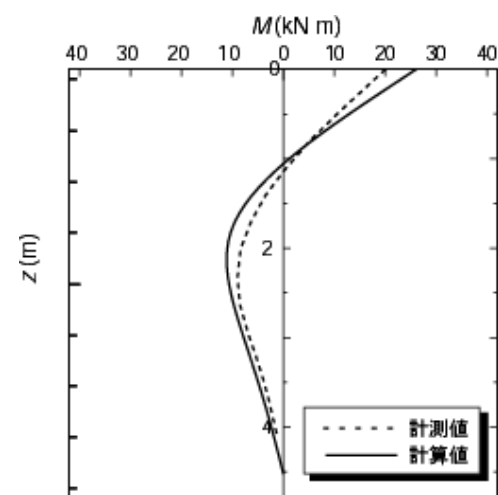
(1) ID = 9002 前列杭



(2) ID = 9002 後列杭

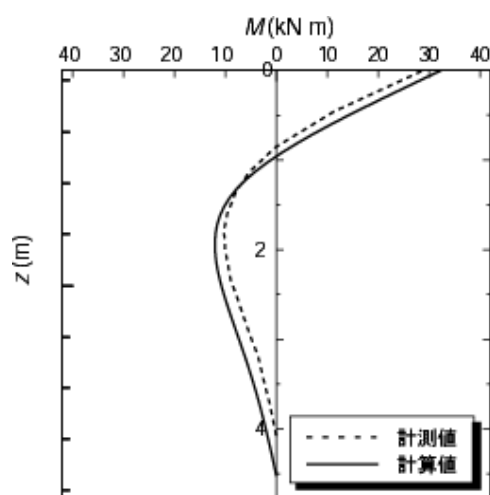


(3) ID = 9005 前列杭

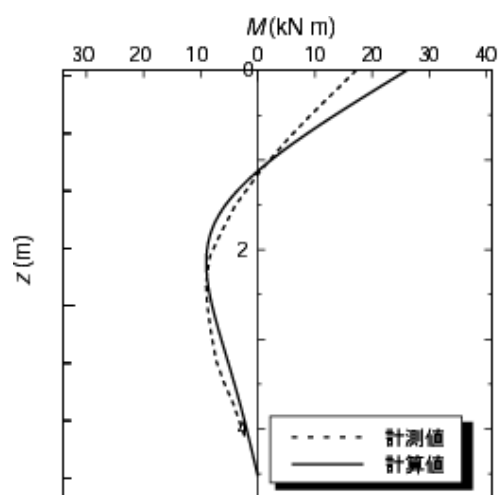


(4) ID = 9005 後列杭

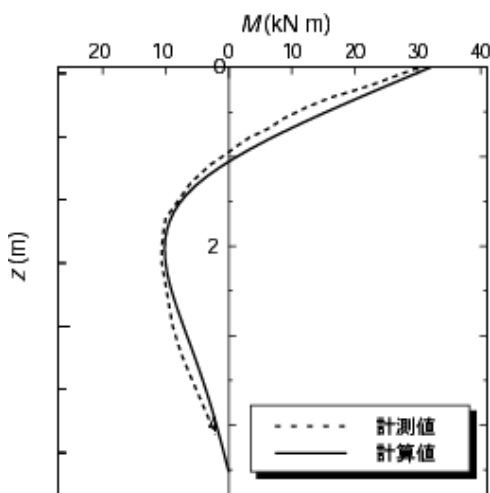
図-3.2.34 杭体曲げモーメント分布図



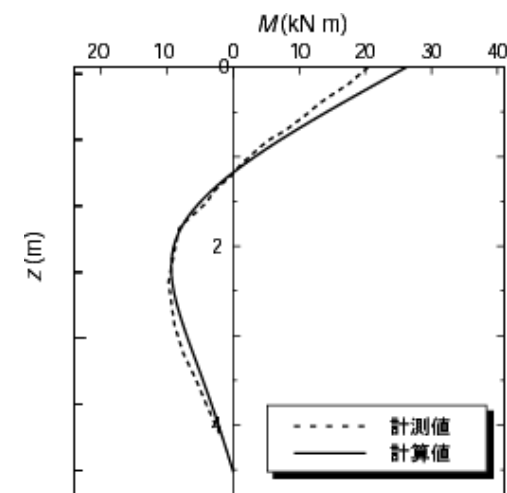
(5) ID = 9007 前列杭



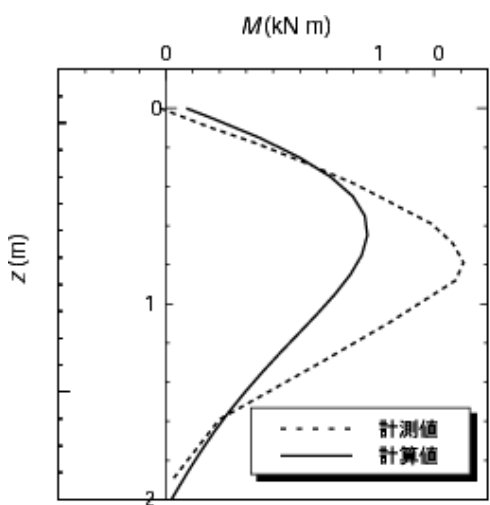
(6) ID = 9007 後列杭



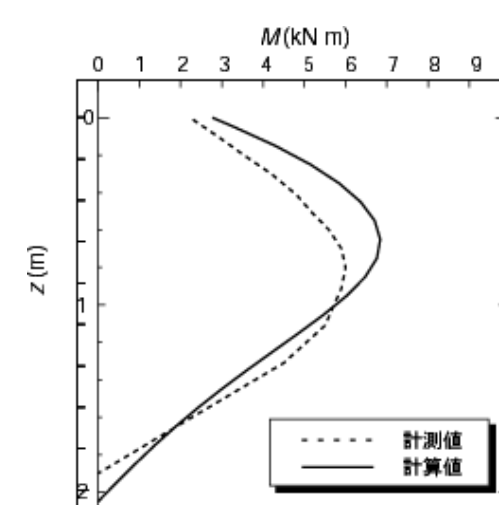
(7) ID = 9008 前列杭



(8) ID = 9008 後列杭



(9) ID = 9018 前列杭



(10) ID = 9018 後列杭

図-3.2.35 杭体曲げモーメント分布図

表-3.2.40 最大曲げモーメントとその位置

No.	載荷試験結果				計算値			
	前列杭		後列杭		前列杭		後列杭	
	深度 $z$ (m)	最大曲げ モーメント $M$ (kN·m)	深度 $z$ (m)	最大曲げ モーメント $M$ (kN·m)	深度 $z$ (m)	最大曲げ モーメント $M$ (kN·m)	深度 $z$ (m)	最大曲げ モーメント $M$ (kN·m)
9002	-0.77	9.1	-1.05	6.3	0.00	10.0	0.00	7.7
9005	-0.01	28.5	0.00	20.1	0.00	32.4	0.00	26.1
9007	0.00	28.2	0.00	17.2	0.00	31.4	0.00	26.1
9008	-0.01	30.0	0.00	20.4	0.00	32.1	0.00	26.2
9018	-0.79	11.1	-0.80	6.0	-0.65	7.5	-0.65	6.8

### 3.2.10 群杭効果に関するモデル化の妥当性検証

前項までに、現行の道路橋示方書に採用されている杭-地盤の抵抗のモデル化の経緯について述べてきた。本項では、過去に学会などにおいて発表された組杭基礎の載荷実験に関する文献を新たに収集し分析することで、群杭効果に関する補正係数 $\eta_k$ 、 $\eta_p$ の提案値と比較する。

#### (a) 調査対象

以下の条件を満足する載荷実験を調査対象に群杭効果に関する補正係数 $\eta$ の推定値を評価した。

- ・直杭で、かつ杭径が全て同じ杭からなる組杭による水平載荷試験であること。
- ・杭径が100 mm以上であること。
- ・組杭と同一の実験条件(杭種、地盤条件、杭頭結合条件など)の下で単杭の載荷実験を行っていること。
- ・組杭中の各杭列に作用する杭頭水平荷重 $P_{HGi}$ -杭頭変位 $y$  関係が記載されていること。
- ・単杭の荷重-変位関係において、地盤もしくは杭が非線形化していると判断できる変位レベルまで載荷を行っていること。

調査対象とした載荷実験の一覧を表-3.2.41に示す。

#### (b) 群杭効果に関する補正係数 $\eta$ の実験値の算定方法

群杭効率 $\eta$ の各文献における実験値の算定は次に述べる手順で統一して行った。

1. 文献に載っている杭頭水平荷重 $P_{HGi}$ -変位 $y$  関係のグラフから実験データ値を読み取る。
2. 実験データ値のバラつきに対する一種のフィルタ処理として杭基礎設計便覧<sup>47)</sup>にも示されているWeibull分布曲線による近似をほどこす。
3. 小変形時(杭径の1%)、中変形時(3.5%および6%)、大変位時(10%)における、単杭試験での杭頭水平荷重 $P_H$ と組杭中の着目する杭列での杭頭水平荷重の平均値 $P_{HG}$ との比率を求め、群杭効果に関する補正係数 $\eta$ とする。

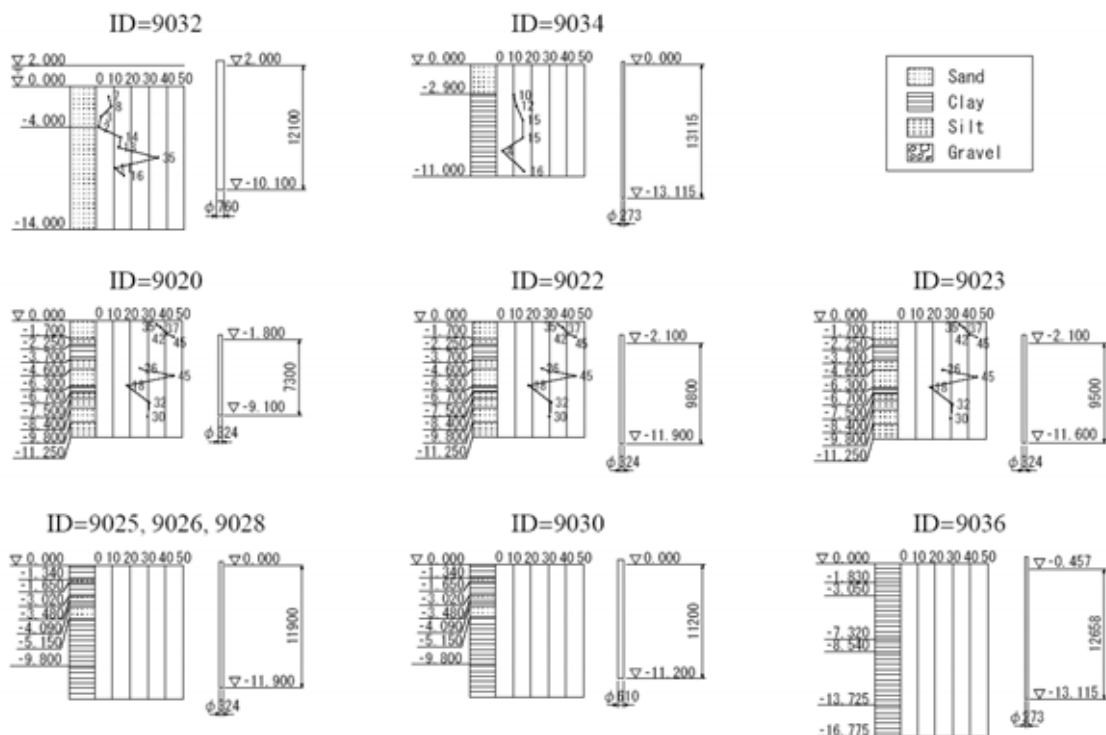
$$\eta = \frac{P_{HG}}{P_H}, \quad P_{HG} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P_{HGi} \quad (3.2.32)$$

ここで、 $P_H$ は単杭試験での杭頭水平荷重、 $P_{HG}$ は組杭中の着目する杭列での杭頭せん断力の平均値、 $n$ は組杭中の着目する杭列の本数、 $P_{HGi}$ は組杭中の着目する杭列の杭 $i$ における杭頭せん断力である。



表-3.2.41 調査対象とした組杭実験の一覧、柱状図、標準貫入試験*N* 値

	ID (群杭)	ID (単杭)	杭種	杭径 <i>D</i> (mm)	杭中心 間隔	載荷方向 杭本数	載荷直角 杭本数
砂質土 (原位置)	9032	9031	PC 杭 (正方形断面)	762	3	4	4
	9034	9033	鋼管杭	273	3	3	3
砂質土 (1G 実験)	9004	9003	鋼管杭	101.6	2.5	2	1
	9005				2.5	1	2
	9006				2.5	3	1
	9007				2.5	1	3
	9008				2.5	3	3
砂質土 (遠心実験)	9502	9501	アルミニウム管	430	3	3	3
	9503				5	3	3
	9505	9504	アルミニウム管	430	3	3	3
	9506				5	3	3
粘性土 (原位置)	9020	9019	鋼管杭	324	2.82	3	3
	9022	9021	鋼管杭	324	5.65	3	3
	9023				3.92	5	3
	9025	9024	鋼管杭	324	5.65	3	3
	9026				4.4	4	3
	9028	9027	鋼管杭	324	3.3	5	3
	9030	9029	鋼管杭	610	3	3	3
	9036	9035	鋼管杭	273	3	3	3



(c) 群杭効果に関する補正係数 $\eta$ の推定精度

対象とする載荷実験に対しWeibull分布曲線による近似を行った結果を図-3.2.36～3.2.39に示す。また、近似により得られるパラメータ $P_{HGimax}$ 、 $y_y$ 、 $m$ の値を表-3.2.42、3.2.43に示す。

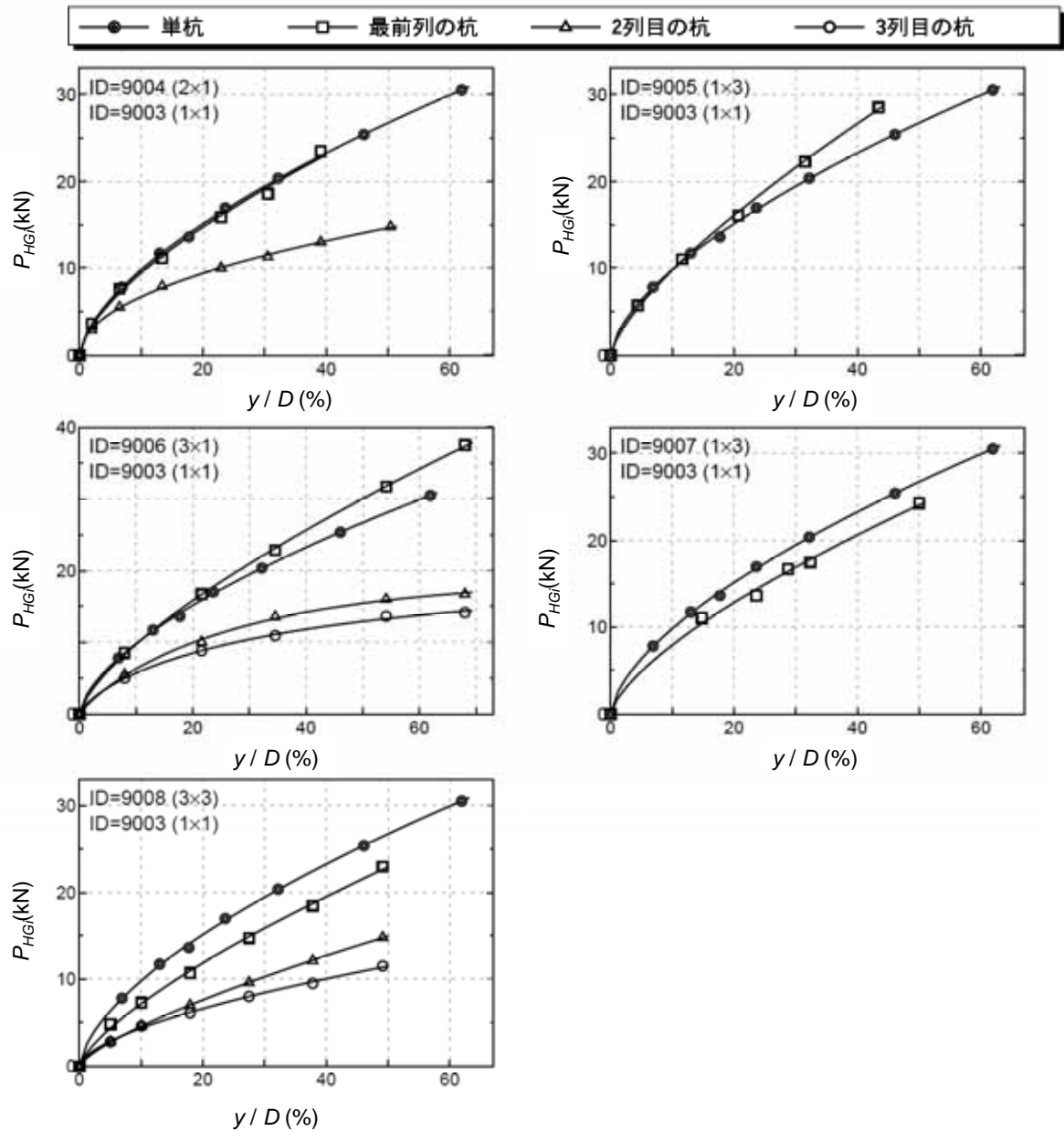


図-3.2.36 Weibull分布曲線による近似結果(砂質土・土槽実験)

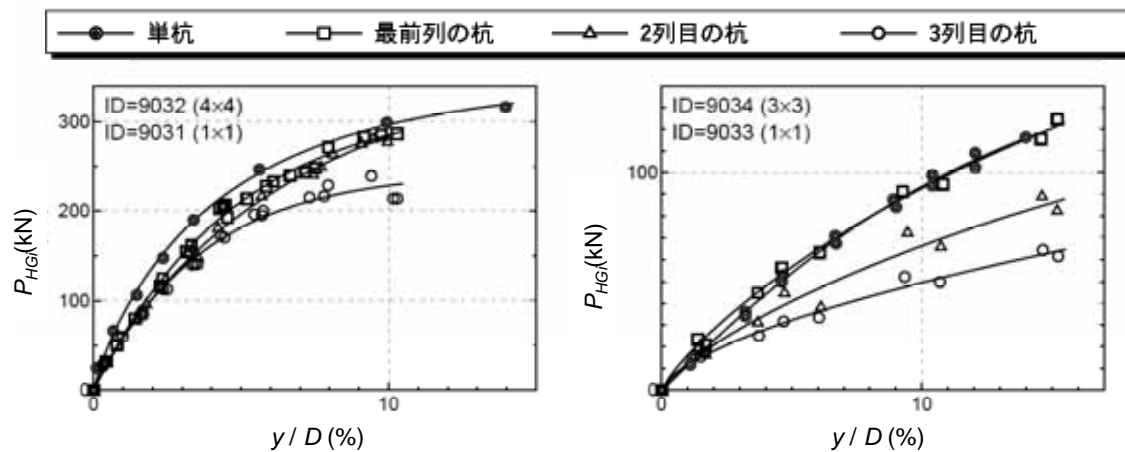


図-3.2.37 Weibull分布曲線による近似結果(砂質土・原位置)

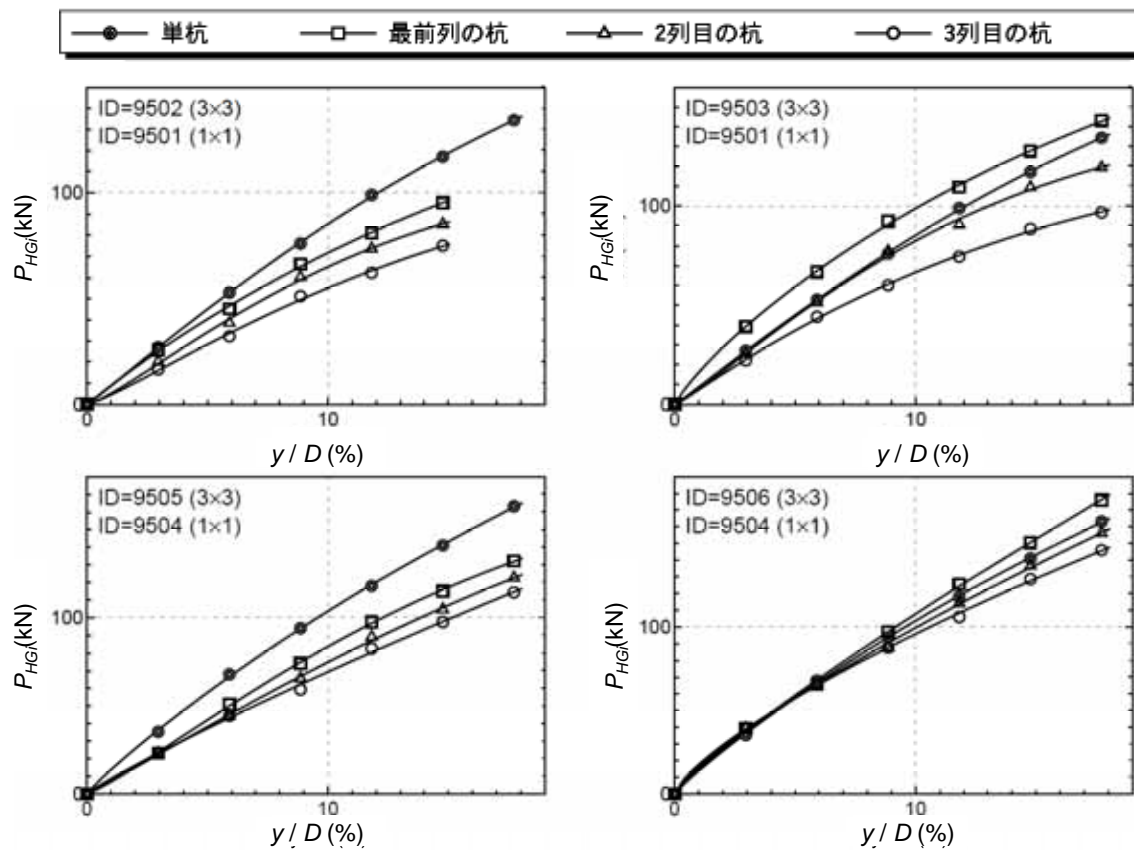


図-3.2.38 Weibull分布曲線による近似結果(砂質土・遠心実験)

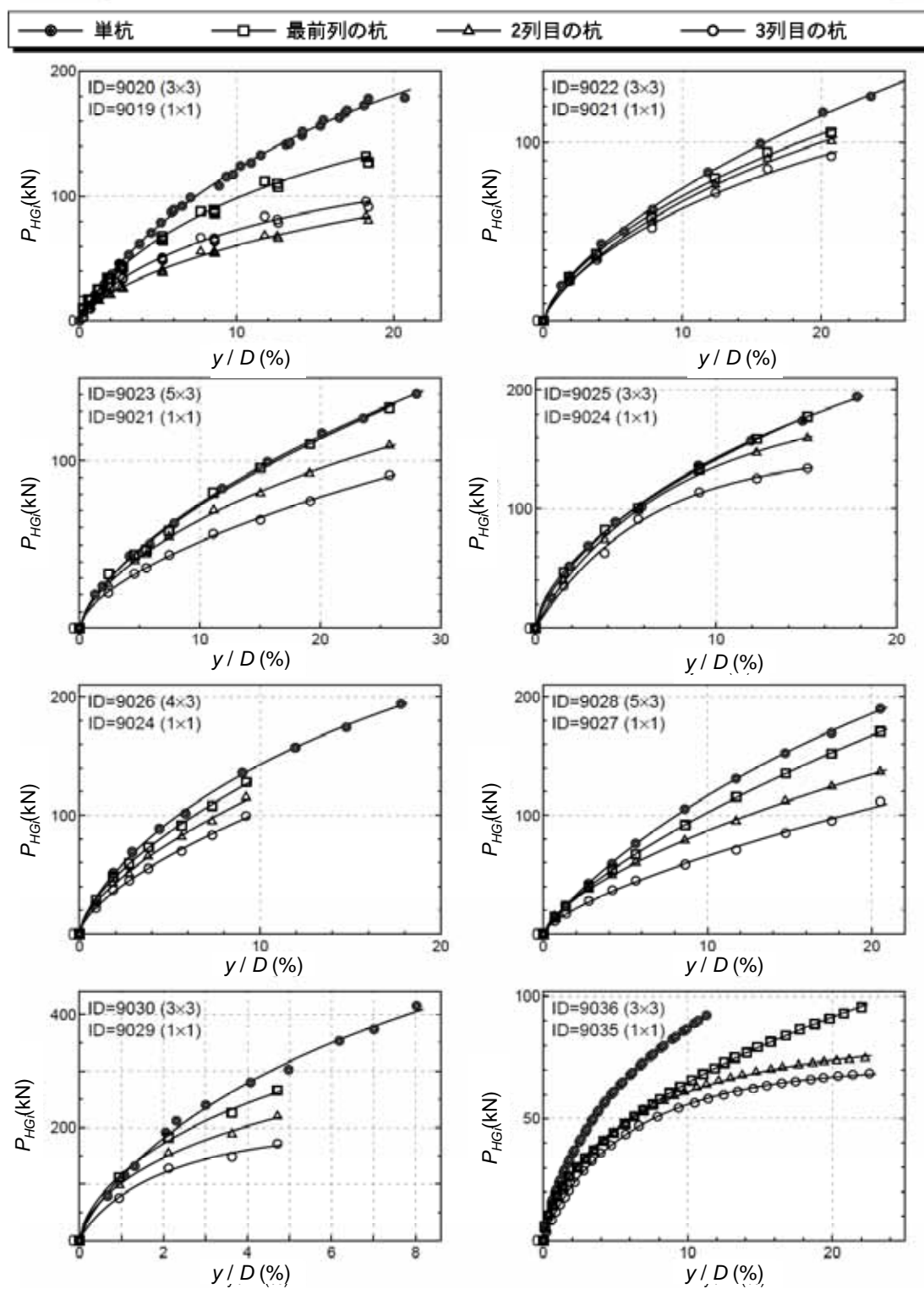


図-3.2.39 Weibull分布曲線による近似結果(粘性土)

表-3.2.42 Weibull分布曲線による近似結果(砂質土)

ID	杭径 $D$ (mm)	杭中心 間隔	載荷方向 杭本数	載荷直角 杭本数	杭頭 固定		$y_y$ (mm)	$P_{HGi \max}$ (kN)	$m$
9003	101.6	—	1	1	固定	単杭	6624	596	0.633
9004		2.5	2	1	固定	1 列目	1.543E+08	4.117E+05	0.646
						2 列目	1.227E+06	2029	0.488
9005		2.5	1	2	固定	1 列目	3.800E+08	3.071E+06	0.726
9006		2.5	3	1	固定	1 列目	1.903E+09	6.325E+06	0.703
						2 列目	28.81	19.07	0.880
						3 列目	37.46	18.03	0.741
9007		2.5	1	3	固定	1 列目	5.119E+04	2916	0.693
9008		2.5	3	3	固定	1 列目	1.556E+09	5.884E+06	0.722
						2 列目	9.742E+08	3.415E+06	0.736
						3 列目	1.912E+07	2.585E+04	0.601
9031	762	—	1	1	自由	単杭	33.94	344.5	0.842
9032		3	4	4	自由	1 列目	37.18	327.9	0.994
						2 列目	55.02	383.9	0.908
						3 列目	28.3	245.3	0.992
						4 列目	47.22	296.6	1.005
9033	273	—	1	1	自由	単杭	34.68	173.2	1.057
9034		3	3	3	自由	1 列目	77.78	272	0.836
						2 列目	101	223.2	0.797
						3 列目	549.1	380.2	0.656
9501	430	—	1	1	自由	単杭	100.2	255.3	1.065
9502		3	3	3	自由	1 列目	87.73	184.8	0.997
						2 列目	48.95	113.8	1.256
						3 列目	62.99	117.8	1.204
9503		5	3	3	自由	1 列目	111	277.8	0.868
						2 列目	52.53	151.4	1.189
						3 列目	62.14	136.3	1.077
9504	430	—	1	1	自由	単杭	219.3	516.3	0.918
9505		3	3	3	自由	1 列目	73.22	203.1	1.190
						2 列目	124.8	276.1	1.081
						3 列目	748	991.6	0.919
9506		5	3	3	自由	1 列目	3.267E+07	1.257E+07	0.862
						2 列目	1.682E+08	1.640E+07	0.791
	3 列目					5.455E+07	2.878E+06	0.734	

表-3.2.43 Weibull分布曲線による近似結果(粘性土)

ID	杭径 $D$ (mm)	杭中心 間隔	載荷方向 杭本数	載荷直角 杭本数	杭頭 固定		$y_y$ (mm)	$P_{HGi \max}$ (kN)	$m$
9019	324	—	1	1	自由	単杭	64.92	285.8	0.848
9020		2.82	3	3	自由	1 列目	73.35	227.2	0.723
						2 列目	151.5	202.3	0.681
						3 列目	37	122.1	0.799
9021	324	—	1	1	自由	単杭	470.7	514.8	0.693
9022		5.65	3	3	自由	1 列目	167.5	262.6	0.711
						2 列目	93.33	189.4	0.780
						3 列目	99.16	178.8	0.742
9023		3.92	5	3	自由	1 列目	1816	1087	0.662
						2 列目	192.4	252.4	0.683
	3 列目					2698	833.2	0.621	
	4 列目					102.1	168.3	0.680	
	5 列目					168.2	183.8	0.615	
9024	324	—	1	1	自由	単杭	111.1	361.9	0.725
9025		5.65	3	3	自由	1 列目	1084	1097	0.614
						2 列目	35.26	194	0.911
						3 列目	26.62	147	0.990
9026		4.4	4	3	自由	1 列目	6.614E+08	4.382E+06	0.629
						2 列目	1.317E+08	1.450E+06	0.630
						3 列目	1.187E+08	1.444E+06	0.644
						4 列目	1.310E+07	3.021E+05	0.629
9027	324	—	1	1	自由	単杭	140.6	388.4	0.867
9028		3.3	5	3	自由	1 列目	797.6	1004	0.763
						2 列目	970.5	774.6	0.682
						3 列目	1.341E+08	2.164E+06	0.696
						4 列目	2.913E+07	2.885E+05	0.623
						5 列目	1.734E+07	1.079E+05	0.563
9029	610	—	1	1	自由	単杭	61.05	710.2	0.759
9030		3	3	3	自由	1 列目	58.3	558	0.639
						2 列目	41.44	396.8	0.633
						3 列目	13.16	196.9	0.841
9035	273	—	1	1	自由	単杭	28.15	139.8	0.749
9036		3	3	3	自由	1 列目	455.8	353.5	0.567
						2 列目	19.01	83.92	0.718
						3 列目	16.84	71.62	0.860

これらの結果より群杭効果に関する補正係数 $\eta$ を求めると図-3.2.40、図-3.2.41のようになる。図-3.2.40、図-3.2.41は、縦軸が群杭効率、横軸が杭中心間隔を杭径で無次元化したものである。図中には道路橋示方書に示される補正係数 $\eta_k$ もしくは $\eta_p$ を併せて示している。

図-3.2.40、図-3.2.41より、小変位領域( $y/D = 1\%$ )の結果に着目し、地盤反力係数の群杭効果に関する補正係数 $\eta_k$ と比較する。実験値は一定の範囲でバラついており、道路橋示方書で $\eta_k$ を砂質土・粘性土、最前列と最前列以外のいずれの組合せにも依らず $\eta_k$ を一定値と与えていることに整合する。ただし、道路橋示方書の $\eta_k$ は $2/3$ であるが、載荷実験より得られる結果は大きくばらつき、 $0.40 \sim 1.10$ の範囲を有しており、全体的に見ると、道路橋示方書で与える $\eta_k$ は平均もしくは平均をやや下回る値になっていた。

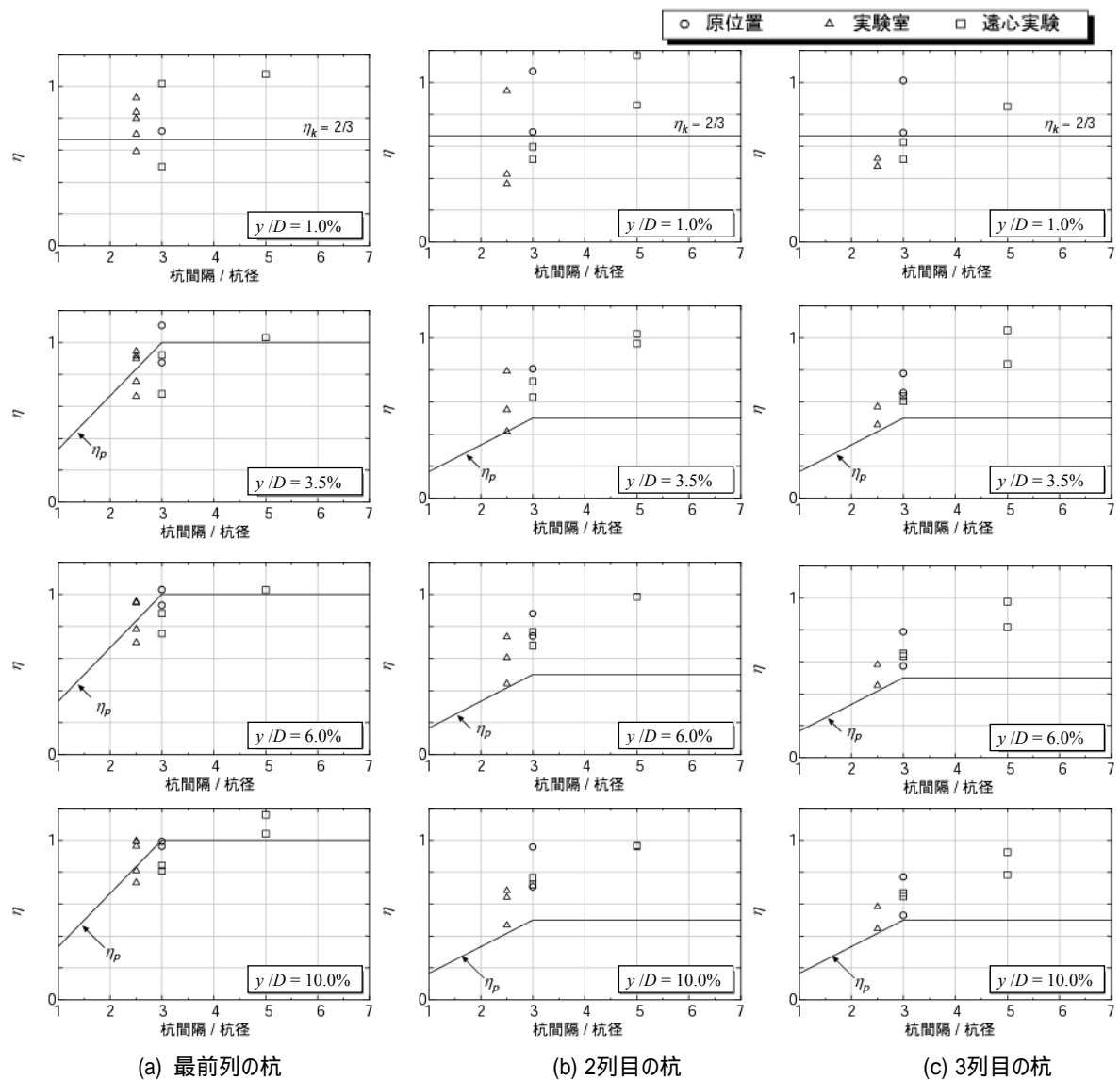


図-3.2.40 群杭効果に関する補正係数 $\eta$ と杭中心間隔(砂質土)

次に、地盤反力度の上限値に関する補正係数 $\eta_p$ について、中～大変位領域に着目し、比較する。載荷実験結果では、杭中心間隔が狭くなるほど $\eta$ の値が小さくなる傾向が見られた。道路橋示方書で与える $\eta_p$ は、最前列の杭では砂質土・粘性土ともに載荷実験結果に概ね一致しているものの、最前列以外の杭では、砂質土で載荷実験結果より小さめの値に、粘性土で載荷実験結果より大きめの値になっている。今後、 $\eta_k$ 、 $\eta_p$ をパラメータとして同定解析を行うなど精度向上に向けたさらなる検討が望まれる。

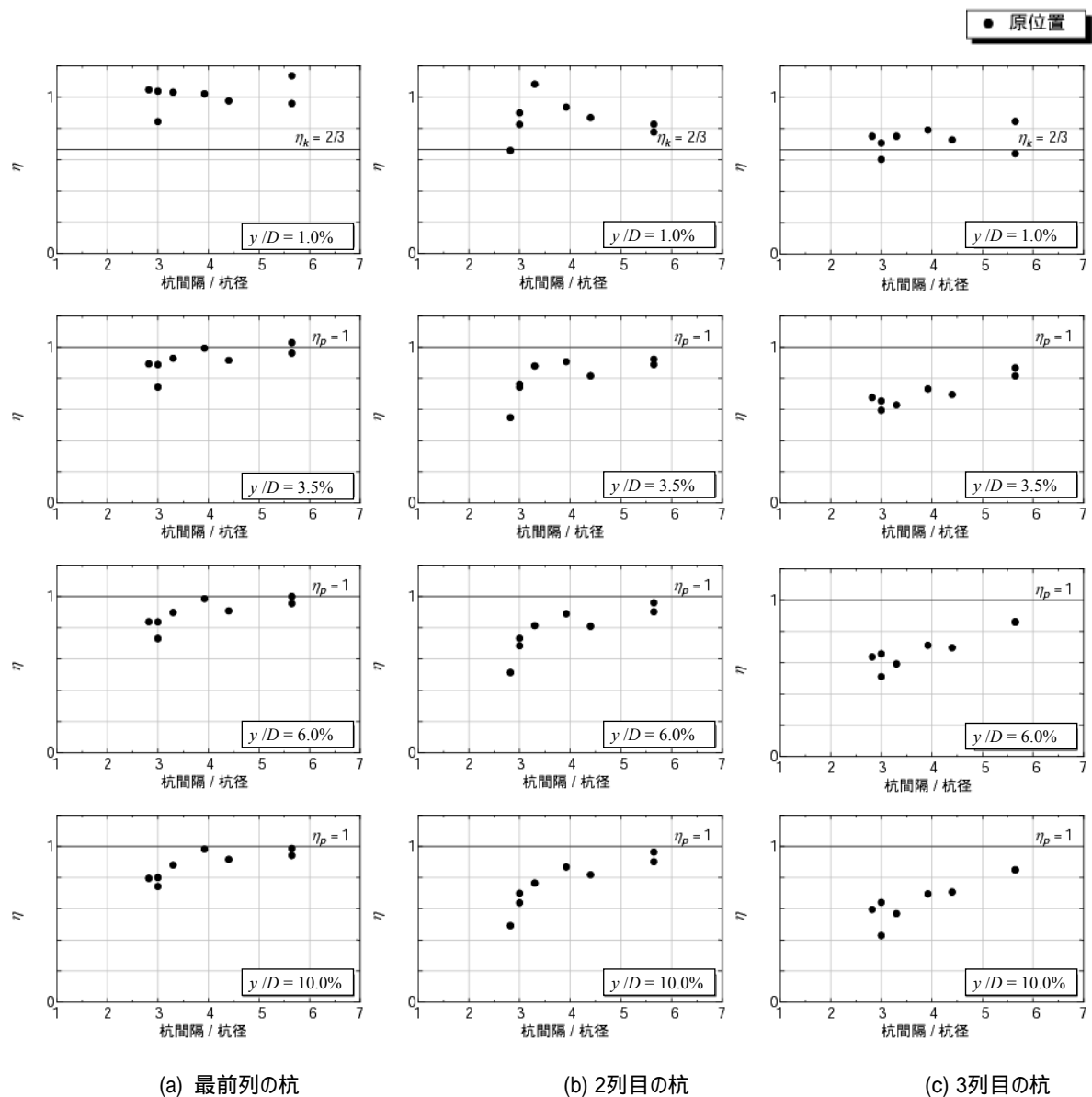


図-3.2.41 群杭効果に関する補正係数 $\eta$ と杭中心間隔(粘性土)



### 3.2.1.1 杭基礎の降伏耐力のモデル誤差の評価

基礎に主たる塑性化を生じさせない設計をする場合、その照査式は次式で表される。

(基礎の降伏耐力) > (橋脚基部の発生断面力)

道路橋示方書における杭基礎の降伏の定義は、「杭体の塑性化あるいは杭頭反力が上限値に達することにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める点とする。」であり、一般に以下の事象が発生したときがこれに対応する。

- ・全ての杭体が降伏する
- ・前列杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する

前者が 杭体の塑性化に起因するもので、後者が 杭の鉛直支持力に起因するものである。

ここでは、 の杭体の塑性化に起因して杭基礎が降伏する場合の降伏耐力の不確実性(モデル誤差) について検討する。

の杭の鉛直支持力に起因して杭基礎が降伏する場合の降伏耐力の不確実性は、前列杭の杭頭反力と極限支持力に関する不確実性であると仮定できる。荷重側である杭頭反力は橋脚耐力のばらつきの影響を受けるので、結果として杭頭反力もばらつくことになる。これについては 2.2.1(4) で述べたとおりであり、抵抗側である前列杭の極限支持力のモデル誤差は、表-2.2.10 で示したとおりである。

2.1 で述べたとおり、常時およびレベル 1 地震時のような小変形時の杭基礎の設計に用いる解析モデルは、基礎の弾性限界点に基づき設定されており、弾性挙動すると考えられる範囲内に挙動を抑えることにより、基礎の抵抗要素(杭体、地盤抵抗) を線形として扱っている(図-2.1.1)。しかし、レベル 2 地震時のような大変形時においては、基礎の挙動に対してその抵抗要素の非線形性の影響が無視できなくなる。このため、3.2 においてこれまでに述べたとおり、大変形時の杭基礎の挙動に着目した解析モデル (以下、「地震時保有水平耐力法モデル」という) が検討され<sup>2)~4) 48)</sup>、道路橋示方書<sup>49)</sup>に取り入れられた。この杭基礎の地震時保有水平耐力法モデルの概要を図-3.2.42 に示す。

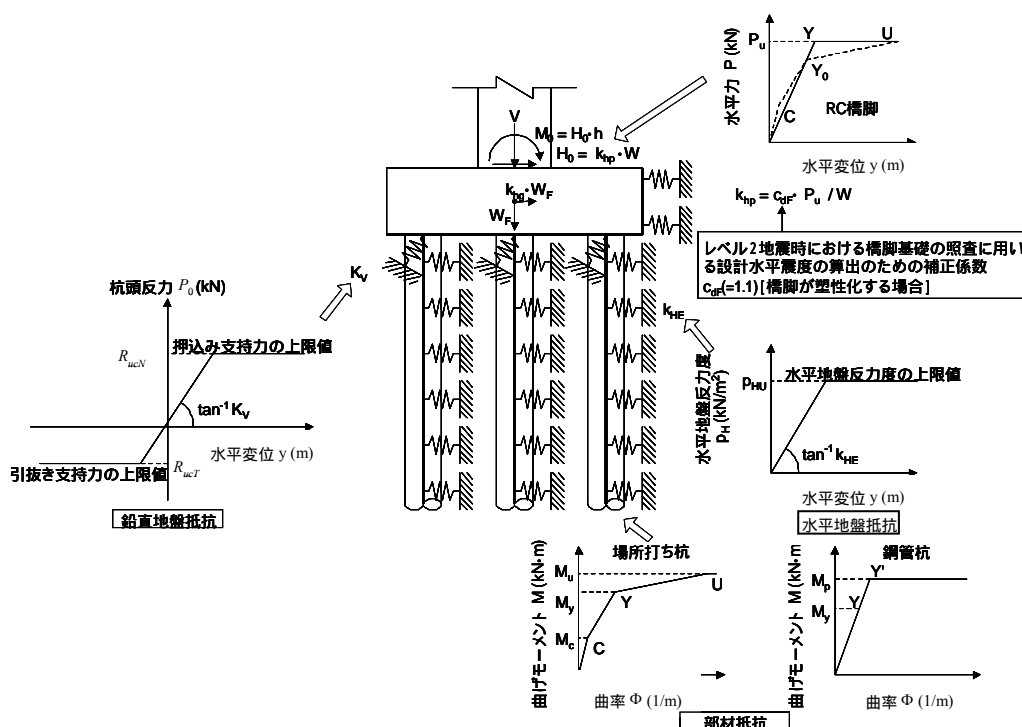


図-3.2.42 杭基礎の地震時保有水平耐力法モデルの概要

杭体の塑性化に起因して杭基礎が降伏することが想定される場合、杭基礎中のいくつかの杭体の降伏は認めるものの、全ての杭体が塑性化しているという状態には達しないように設計される。このような設計を行う場合の基礎の降伏耐力の計算に関わる不確実性は次のようにして検討する。図-3.2.43 に、杭基礎の水平載荷試験と地震時保有水平耐力法モデルにより算出される荷重  $P$ -変位  $y$  関係の模式図を示す。杭体の塑性化に起因して杭基礎が降伏する場合の降伏耐力のモデル誤差を評価するためには、地震時保有水平耐力法モデルから得られる降伏荷重と載荷試験において全杭が降伏したときの荷重の誤差を調べることになる。

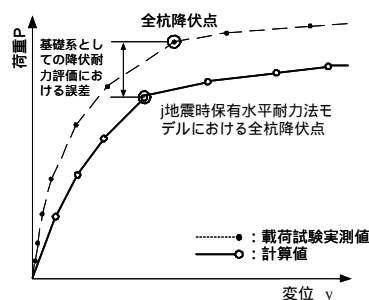


図-3.2.43 杭基礎の水平載荷試験と地震時保有水平耐力法モデルによる荷重-変位関係の模式図

まず、杭が極限支持力に達していないと考えられる組杭の水平載荷試験データを選定し、その降伏荷重を推定する。しかし、載荷試験において杭にひずみゲージが密に配置されていない場合や配置されていたとしても杭頭部に配置されていない場合も多く、全杭が降伏に至る点を同定することが出来ない。そこで、基礎の降伏の定義に立ち戻り、載荷試験で得られた荷重  $P$ -

変位  $y$  曲線において水平変位が急増し始めた点を求め、その点の荷重を以て杭基礎の降伏耐力の実測値とした。降伏点の同定は、 $\log P - \log y$  曲線上で慎重に行った。一方で、計算降伏耐力は、地震時保有水平耐力法モデルを用いて載荷試験のシミュレーションを行い、全杭が降伏に至った点の荷重であるものとする。そして、降伏耐力の実測値と計算値の比を以て、その誤差とした。

全杭が降伏に達するよりも前に押込み杭が極限支持力に達することにより基礎の変位が急増するという挙動が生じていないことを確認するため、載荷試験結果(ひずみ計測値)があるものはその結果から、無いものはシミュレーションにより試験最大荷重時の杭頭反力を求め、道路橋示方書に従い計算される杭の極限支持力と比較し、載荷試験中に杭は極限支持力に対して少なくとも安全率程度の余裕を持っていることを確認した。

モデル誤差を評価するためのデータとして、組杭に関する既往の水平載荷試験結果の中から、杭頭剛結条件の場所打ち杭 2 ケース、鋼管杭 2 ケースの計 4 ケースを用いる。ここで、杭頭剛結条件の杭を選定したのは、道路橋における組杭基礎に関しては杭頭剛結が基本であることを考慮したものである。水平載荷試験データの概要を表-3.2.44 に示す。表中の主たる土質とは、水平抵抗に關与する地盤の深さ  $1/\beta$  (m) の範囲の土質構成に着目し、層厚の合計が砂質土、粘性土のいずれか 80%以上を占めている土質で区分したものである。

表-3.2.44 組杭の水平載荷試験データ

載荷試験 No.	主たる 地盤の 種類	杭 種	施工法	杭列数		杭本数	杭径 $D$ (mm)	載荷試験結果		
				載荷 方向	載荷直 角方向			$P_{HGmax}$ (kN)	$y_{max}$ (mm)	$y_{max}/D$ (%)
No.1	砂質土	鋼管杭	打込み	3	3	9	318.5	2352	239.8	75.3
No.2	砂質土	場所打ち杭		2	1	2	1000.0	2097	131.0	13.1
No.3	砂質土	場所打ち杭		3	3	9	1200.0	20090	418.0	34.8
No.4	粘性土	鋼管杭	打込み	3	3	9	406.0	490	31.8	7.8

水平載荷試験の荷重-変位曲線と、 $\log P - \log y$  曲線から同定した降伏荷重を図-3.2.44 ~ 図-3.2.47 に示す (右の図は縦軸と横軸を対数表示している)。 $\log P - \log y$  曲線から降伏荷重を同定したが、No.4 の杭体は降伏に達していないものであった。

次に、表-3.2.44 に示す載荷試験のうち、No.4 を除く 3 件の載荷試験を対象として、地震時保有水平耐力法モデルによる降伏荷重の計算値を求めた。載荷試験から  $\log P - \log y$  曲線を用いて求めた杭基礎の降伏荷重の実測値、計算から得られた降伏荷重との比を表-3.2.45 に示す。

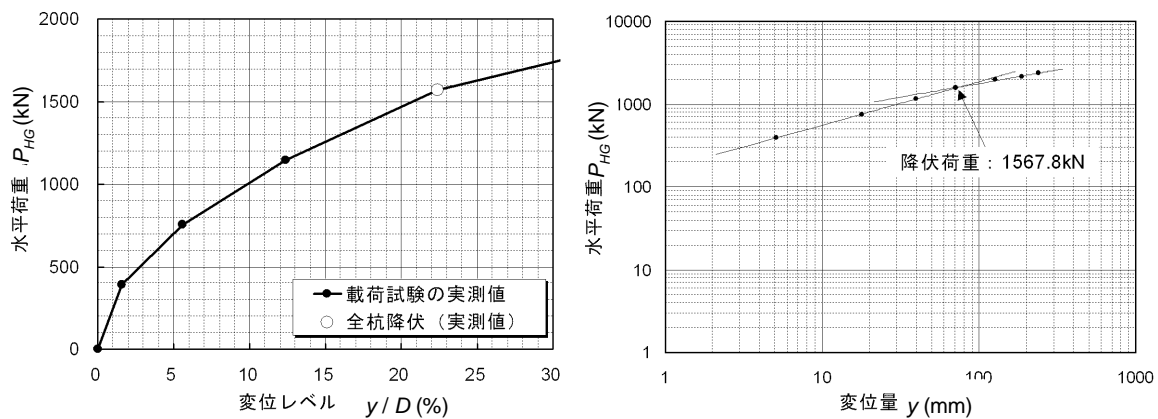


図-3.2.44 No.1 (鋼管杭：3×3＝9本) の荷重-変位関係

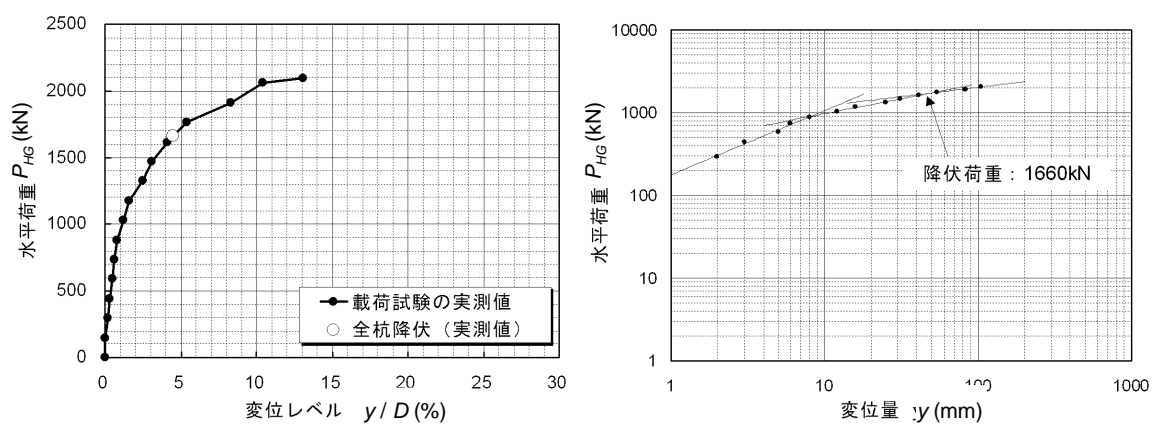


図-3.2.45 No.2 (場所打ち杭：直列2×1＝2本) の荷重-変位関係

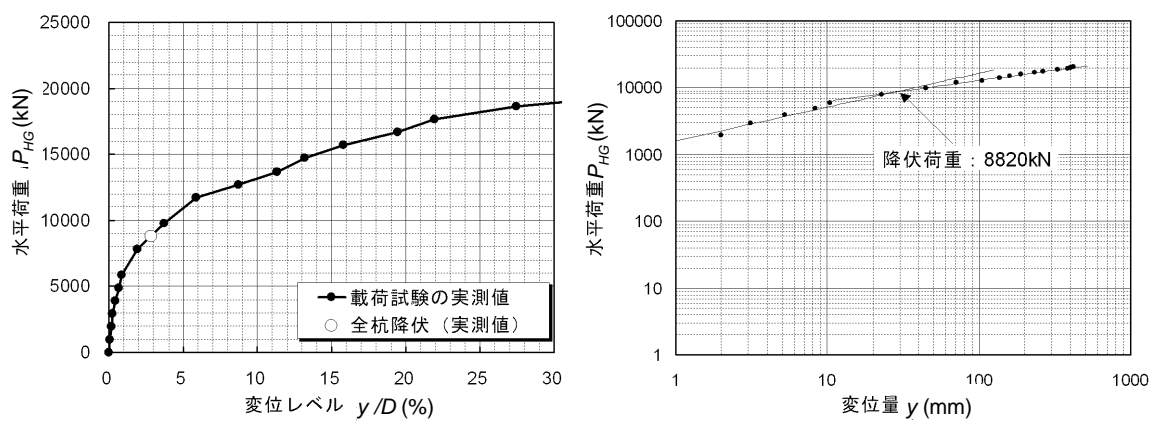


図-3.2.46 No.3 (場所打ち杭：3×3＝9本) の荷重-変位関係

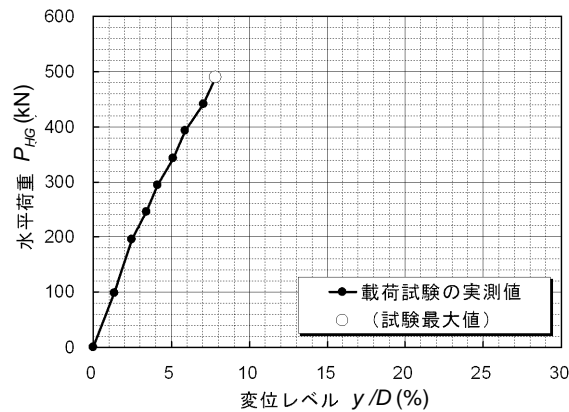


図-3.2.47 No.4 (鋼管杭:  $2 \times 2 = 4$  本) の荷重-変位関係

表-3.2.45 降伏耐力比  $P_{HG} / R_{HdG}$

載荷試験 No.	杭 種	載荷試験実測値 ( $\log P - \log y$ 曲線より)		地震時保有水平耐力法 モデルによる計算値		降伏 耐力比 $P_{HG} / R_{HdG}$
		水平荷重 $P_{HG}$ (kN)	変位レベル $y / D$ (%)	水平荷重 $R_{HdG}$ (kN)	変位レベル $y / D$ (%)	
No.1	鋼管杭	1568	22.4	1272	18.8	1.23
No.2	場所打ち杭	1660	4.48	847	1.61	1.96
No.3	場所打ち杭	8820	2.82	5645	3.20	1.56

表-3.2.46 は、3 件の載荷試験結果から得られた降伏耐力比の統計量と、このうち場所打ち杭基礎 2 件の載荷試験結果から得られた降伏耐力比の統計量である。場所打ち杭の降伏耐力比の平均値は 1.76、変動係数が 16%、全杭を集計すると、平均値は 1.58、変動係数が 23%となった。

表-3.2.46 杭基礎の降伏耐力比に関する統計量

	平均値	変動係数(%)
場所打ち杭	1.76	16
全検討ケース	1.58	23

降伏耐力比のばらつきは、杭基礎に用いられる杭種によって異なることが予想される。様々な施工条件に左右される場所打ち杭の場合、既製杭に比べてそのばらつきが大きくなることが考えられる。そこで、場所打ち杭の場合の降伏耐力比の変動係数 16%を参考に、杭体の塑性化に起因して杭基礎が降伏する場合における降伏耐力のモデル誤差の変動係数を 20%と設定することが妥当とする。また、降伏耐力比の平均値については、場所打ち杭基礎の場合、地震時保有水平耐力法モデルから求められる降伏耐力は、載荷試験実測値の  $1 / 1.5 \sim 2.0$  程度まで小さく評価する傾向にある。また、鋼管杭基礎の場合は、1 ケースのみの結果ではあるが、そのモデル誤差は 1.0 に比較的近い値を示している。これらのことは、3.2.10 の結果からも概ね予想されることではあるが、降伏耐力の計算モデルの平均値は  $1.0 \sim 2.0$  の範囲にあると考えられる。よって、モデル誤差の平均値は、全検討ケースから求められる降伏耐力比の平均値にも近い、1.50

と設定することを妥当と考える。以上より、本論文では、降伏耐力のモデル誤差の統計量を平均値 1.50、変動係数 20%として評価することとする。ここで、降伏耐力と降伏震度  $k_{hyF}$  は同義であることから、降伏震度が有する平均値と変動係数は、降伏耐力比に関する統計量で整理できる。これを降伏震度比  $k_R$  のばらつきとして表-3.2.47 に示す。ここに、降伏震度比  $k_R$  とは、杭基礎の降伏荷重に相当する震度に関する実測値の計算値に対する比 ( $k_{hyF}$  実測値 /  $k_{hyF}$  計算値) である。これらの数値は、4 章において、レベル 2 地震時における部分係数の試算を試みる際の基礎資料として用いることとする。

表-3.2.47 降伏震度比  $k_R$  のばらつきの統計量

	平均値	変動係数(%)
降伏震度比 $k_R$	1.50	20

### 3.3 杭基礎の塑性率の制限とその工学的意義

#### 3.3.1 はじめに

地盤抵抗や杭体曲げ抵抗の非線形性を考慮したラーメン構造として杭基礎を扱う場合、その照査基準を定めるためには、ラーメン構造としての降伏点、最大耐力力点、変形性能の限界点を知る必要がある。単杭としての終局状態のみならず、組杭システムとしての終局状態を定義し、またその状態を評価する必要がある。すなわち、塑性率の制限値は、復旧に支障となる過大な変形や損傷が生じない状態を満足するように設定されなければならない。このため、図-3.1.1に示すような繰返しモーメント・水平載荷を天端にて受ける組杭の載荷実験が気中で行われた<sup>4)</sup>。例えば、文献<sup>5)</sup>は、場所打ち杭やPHC杭を用いた組杭模型の水平交番載荷実験結果に基づき、許容塑性率を4程度にしておくことで、杭体の損傷は局部的であり、それよりも大きな塑性率に達してもまだ十分に耐力を保持している状態に留められることを提案している。しかし、3.1に示したように、許容塑性率の設定において、具体的に基礎のどのような工学的状態を想定すべきであるのかは道路橋示方書には示されていない。そこで、以下の項では、載荷実験結果を再分析することにより、組杭基礎、柱状体基礎の両者に関して、以下の観点から塑性率の制限値の工学的意義を明らかにする。

- 1) 塑性率に関する照査を満足した場合に、基礎の部材はどの程度の損傷状態にとどまるかが期待されるのか。
- 2) 塑性率に関する照査を満足した場合に、基礎は、系としてどのような残存耐力力や残存エネルギー吸収能を有することが期待されるのか。

まず、既往の組杭の載荷実験結果を概観する。次に、実験結果に基づき、塑性率の制限値の工学的意義を評価する。なお、一柱一杭方式の橋脚杭基礎の場合、および単列式の杭基礎が地震荷重に対して単列で抵抗する場合の塑性率の制限値の工学的意義に関しては、3.5の柱状体基礎に関する評価と同じと考えられる。

#### 3.3.2 組杭の載荷実験結果

##### (a) 場所打ち杭

模型場所打ち杭基礎の実験<sup>5) 6)</sup>の概要を示す。図-3.3.1に供試体形状および載荷装置を示す。供試体は2種類で、一つは載荷方向に3列、載荷直交方向に2列の組杭供試体(以下、供試体Aと呼ぶ)、もう一つは、載荷方向に2列、載荷直交方向に2列の組杭供試体(以下、供試体Bと呼ぶ)である。各杭の両端はそれぞれフーチングに剛結されている。模型杭の断面は一般的な場所打ち杭の断面を縮小したものである。杭径は300mmで、杭軸方向鉄筋としてD10(SD295A)が16本(鉄筋比1.6%)、杭表面から軸方向鉄筋中心位置までの距離50mmで配置されている。また、帯鉄筋として40mmピッチでD4(SD295A)が配置されている(鉄筋比0.2%)。コンクリートの一軸圧縮試験強度は約30N/mm<sup>2</sup>であった。杭中心間隔は、実際の道路橋杭基礎と同様に杭径の2.5倍である。

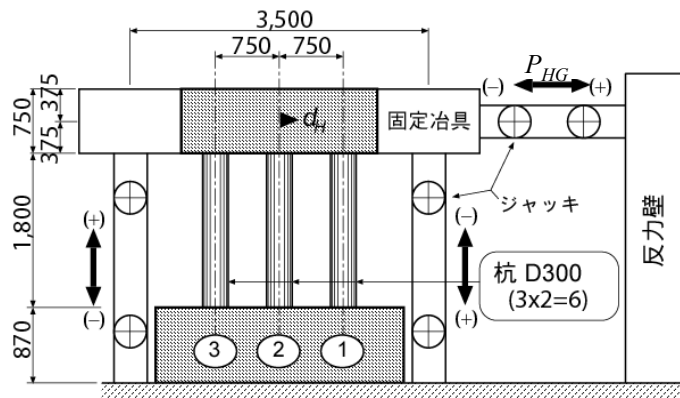


図-3.3.1 対象とした組杭載荷実験の概要(供試体 A) .単位: mm

組杭の場合、杭体の一部が部材としての終局状態に達しても、直ちには系としての著しい耐力低下にはつながらない。そこで、基礎全体系としての耐力や変形性能の照査をどのような工学的指標で行ったらよいのかについても検討する必要がある。例えば、道路橋示方書でも、組杭の場合は系としての全体塑性率を照査のための指標として用いているが、同じく複数の部材からなるラーメン橋脚では別な照査指標を用いている。また、設計計算における杭のモデル化の限界、妥当性を確認することも必要である。以上の検討のためには各杭での損傷の進展と全体系の挙動の関係を把握する必要があり、実験は気中で行われた。

気中における実験であることと実際には基礎は地中に埋め込まれているということの違いが実験結果の解釈に与える影響は、以下のように考えられる。気中実験と地中実験の違いが杭の変形性能に与える影響は、地中実験では地盤も水平力を分担することから杭体に生じる曲げ変形が分散される傾向にあること、また、場所打ち杭等であれば土圧により杭体がぶりコンクリートが横拘束される効果により杭体の変形性能が向上する可能性があることである<sup>24) 50) 51)</sup>。しかし、慣性力に対して杭の変形が大きくなる杭頭部付近では土圧は小さいことから、気中における実験結果を準用してその挙動を評価することは問題ないと考えられる。一方で地中深部の損傷については気中実験と異なる性状を示す可能性があるが、上述の効果は全て杭の変形性能を増加させる方向にあるため、気中実験結果により基礎の変形性能を検討することは安全側の評価を与える。ただし、中空断面を有する杭の地中部の損傷については、中詰めコンクリートを有した供試体を用いて、かつ気中で行った実験結果とは異なる可能性があるので注意を要する。

上部構造、橋脚、フーチング慣性力に対する基礎の応答は並進モードと回転モードの重ね合わせでモデル化できる。そこで、左右に設置された鉛直ジャッキ 2 基と水平ジャッキ 1 基を同時に用いて、一定の鉛直荷重のもと水平・回転変位が与えられた。試験中に保持される鉛直荷重は杭 1 本あたり 137 kN であり、コンクリートの一軸圧縮試験強度の 6-7%に相当し、杭基礎が保持する死荷重の標準的な範囲内にある。また、上フーチング中心位置にて(転倒モーメント)  $= 2.5 \times (\text{水平力})$  に保たれるように制御されながら水平変位  $d_H$  とモーメントが交番载荷された。交番载荷として、全杭降伏時の水平変位を  $1d_y$  として、各载荷ステップにて 3 回の繰返しを伴う  $\pm u d_y$  ( $u = 1, 2, 3, \dots$ ) の水平変位履歴が与えられた。 $1d_y$  は供試体 A では 12.5 mm、供試体 B で



は 14.0 mm であった。全杭が降伏に達すると予測された荷重を供試体に載荷したときの変位を  $1d_y$  としている。

実際の橋脚杭基礎と本供試体に生じる断面力の関係を表したのが図-3.3.2 である。一般に基礎の不静定度を大きくするため杭はフーチングに剛結される。その場合、図-3.3.2 に示すように、杭に生じる曲げモーメントは杭頭部と杭頭から  $1/\beta$  程度の深さに相当する位置の地中部で大きくなる。そして、地盤による拘束に比べて、杭頭部の剛結度は大きいことから、一般に杭頭部に生じる曲げモーメントが最大になる。しかし、回転モードが卓越するにつれ、地中部での発生曲げモーメントが大きくなり、曲げモーメント分布の中で最大になることもある。たとえば、地表面付近の地盤抵抗が小さい、杭列数が少ない等の場合に地中部を回転中心に橋脚およびフーチング全体が転倒するような変形モードが顕著に表れ、杭頭部で曲げが生じない場合などである。どのような条件の場合に地中部で曲げモーメントが最大になるのかという点については、地盤の剛性、杭列数、フーチングに作用する水平力と転倒モーメントの大きさ等の様々な要素が関連しており、明確にできない。したがって、問題を簡易化して実験供試体のモデル化を行うことになる。実際の橋脚で一般に生じ得る、杭頭部に生じる曲げモーメントが最大である場合に対して、実験は、実験供試体を 180 度上下反転させた状態を仮定して行われていると見なされ、実際の基礎における杭頭結合部は実験供試体では下側フーチングへの杭の結合部が対応しているとみなして考察を行うことになる。一方で、実際の基礎において地中部に生じる曲げモーメントが最大であるような場合を想定すれば、実験供試体を上下反転させた状態を想定する必要はなく、実際の基礎における杭頭結合部は実験供試体では上側フーチングへの杭の結合部が対応していると見なしてよい。そこで、単純アーム長の差分についてのみ換算すれば、下フーチング中心位置では(転倒モーメント) =  $4.3 \times$  (水平力) の関係が保たれていることになる。橋脚高の実績は 15 m 程度かそれより低いものが殆どである<sup>52)</sup>ので、橋脚躯体やフーチングの慣性力成分までも考慮すれば、実験における転倒モーメントと水平力の比率は現実的な値の範囲内であろう。

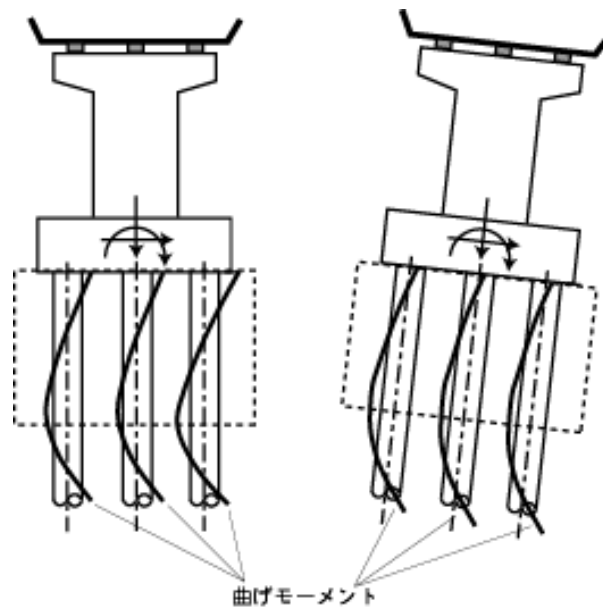
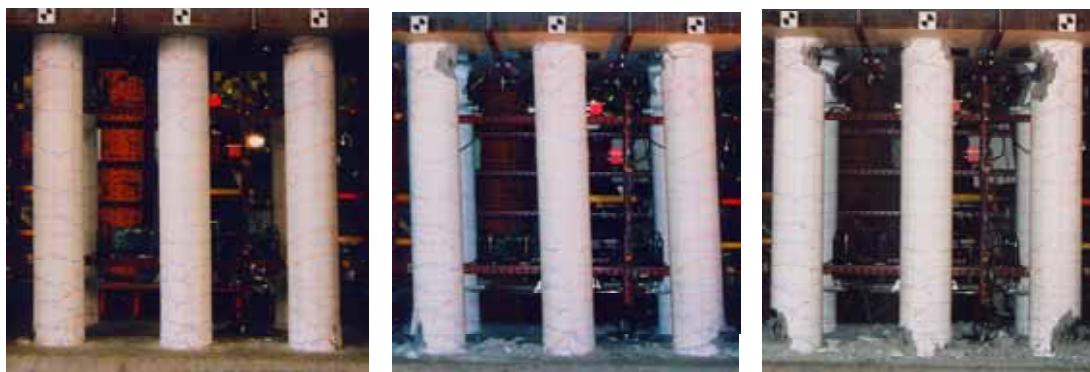


図-3.3.2 地震時に杭に生じる曲げモーメント(実験では破線で囲まれた部分をモデルモデル化)

写真-3.3.1、3.3.2 に供試体の損傷状況を、図-3.3.3 に水平ジャッキの反力-変位関係を示す。図-3.3.3 の白丸は  $\pm 1d_y$  時の点である。損傷の進展は以下の通りであった。供試体 A ( $3 \times 2$  列組杭) では、 $2d_y$  にて両端列の杭の上下端接合部付近、および中央列の杭の下端接合部付近にてかぶりコンクリートの表面部が剥落した。その後、コンクリートの損傷が進展するが、 $4d_y$  では帯鉄筋・軸方向鉄筋のいずれも露出には至っていない。6、 $7d_y$  にて両端部列の杭で鉄筋の露出、および軸方向鉄筋のはらみ出しが確認された。その後、鉄筋のはらみ出しが大きくなるとともに、端部列の杭では複数の軸方向鉄筋が破断した。最終載荷ステップでは、中央列杭の下部においても鉄筋が露出し、はらみ出しが生じていることが確認された。供試体 B ( $2 \times 2$  列組杭) もほぼ同様の損傷の進展であった。 $2d_y$  にて両列の杭の下部接合部付近にてかぶりコンクリート表面部が剥落した。その後、 $3d_y$  にて上部でもコンクリートの圧壊、剥離が見られ、 $4d_y$  にて杭下部で帯鉄筋が若干露出した。 $6d_y$  にて杭下部で軸方向鉄筋が露出し、はらみ出しが確認された。 $7d_y$  で鉄筋が数本破断し、8、 $9d_y$  では杭上部でもかぶりコンクリートが大きく剥離し、鉄筋が露出、はらみ出した。基礎は最終的に大きく損傷し、水平力に対する変形性能を失うものの、鉛直力を保持し続けることは特筆すべき点である。

また、実験供試体の場合、下側フーチングへの結合で杭は最も厳しい荷重状態になるため、杭下部の損傷の進展は杭上部のそれよりも常に速い。そこで、以後、下側結合部での杭の損傷に着目して考察を進める。なお、杭上部の損傷の進展は変位レベル差にして  $1 \sim 2d_y$  程度遅いようである。

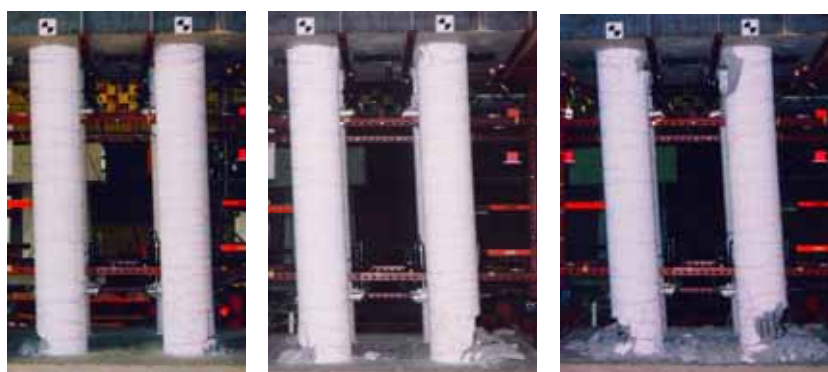


$4d_y$

$6d_y$

実験終了後

写真-3.3.1 供試体 A (場所打ち杭、3 列) の損傷状況<sup>5)</sup>



$4d_y$

$6d_y$

$8d_y$

写真-3.3.2 供試体 B (場所打ち杭、2 列) の損傷状況<sup>5)</sup>

荷重については、両供試体とも、 $3d_y$  で最大水平荷重に達し、 $3 \sim 5d_y$  に渡って荷重を保持する。その後じん性的な挙動を示しながら徐々に荷重が低下し、 $7$  から  $8d_y$  にて降伏荷重程度になる。そして、鉄筋のはらみ出しの進展やそれに続く破断が生じ、荷重低下が急激になる。構造物や構造部材の終局限界状態の定義については一般にいくつかの考え方がある<sup>20)</sup>。1) 荷重-変位曲線上で、降伏後、荷重保持域を超え、強度が急激に低下し始める状態に達した点として定義される場合、2) 荷重が低下して最大荷重の 80%まで低下した状態に達する点として定義される場合、3) 荷重が低下して降伏荷重相当に達した点として定義される場合。仮に 3) の場合の定義を用いるとすると、系としての終局塑性率は 7 程度になる。

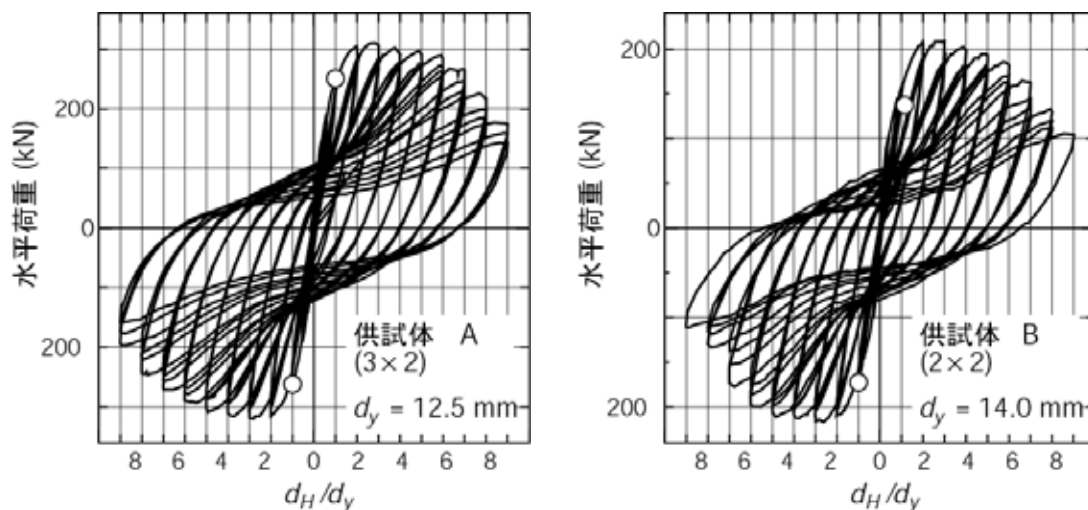


図-3.3.3 水平ジャッキの反力 変位関係(供試体 A および B、場所打ち杭).白丸は $\pm 1d_y$ の点

#### (b) PHC 杭

次に PHC 杭による組杭の載荷実験結果を示す<sup>5) 6)</sup>。実験の供試体の諸元、方法は場所打ち杭の場合と同じで、杭が場所打ち杭から PHC 杭に取り替えられている。供試体は載荷方向に 3 列、載荷直交方向に 2 列の組杭である。

道路橋示方書では、JIS 規格に適合する構造を有する杭を用いるだけでなく、地震時に杭体が塑性化するおそれのある範囲には一定量以上のスパイラル補強鉄筋を配置するものとされている。そこで、その細目を満足するような補強鉄筋量が配置された杭を用いた供試体を供試体 C、通常程度の量が配置された杭を用いた供試体を供試体 D と呼ぶ。

供試体 C の杭では、スパイラル鉄筋 SD295A、D6 がピッチが 50 mm になるように配置されている。スパイラル鉄筋以外の断面諸元は以下の通りである。杭径は 300 mm、肉厚 60 mm で、コンクリート強度は約  $80 \text{ N/mm}^2$  である。杭軸方向の PC 鋼材は SWPR1、D7 が 12 本である。また杭体の上下端では、それぞれ、杭体内部にフーチング端部から 750 mm ずつの範囲に中詰めコンクリートが配置されている。

供試体 D の杭では、スパイラル鉄筋 SWM-B、D3 が 50 mm ピッチで配置されている。また、中詰め鉄筋(軸方向鉄筋 D10 が 6 本、帯鉄筋 D6 が 75 mm ピッチ) が配置されている。その他の諸元は供試体 C と同じである。

供試体 C のケースにおける損傷の進展を写真-3.3.3 に、水平ジャッキの荷重-変位関係を図-3.3.4 に示す。図-3.3.4 の白丸は $\pm 1d_y$ 時の点である。損傷の進展は以下の通りであった。 $3d_y$ にて両端列の杭の上下端接合部付近にてかぶりコンクリートが剥落し、その後の損傷の進展に伴い、 $4d_y$ では端部杭の下端ではスパイラル鉄筋が露出した。また、 $4d_y$ では中央列の杭の上下端接合部付近においてもかぶりコンクリートの表面部が剥落した。 $7 \sim 9d_y$ にて両端部列の杭で軸方向鉄筋のはらみ出しが確認され、はらみ出しが大きくなるとともに複数の軸方向鉄筋が破断した。中央列の杭では軸方向鉄筋のはらみ出しは見られなかった。また、計測値は存在しないものの、変位レベルが大きくなっても原点指向型の履歴特性を有していることから推し量れば、 $11d_y$ に至ってもプレストレスが有効に働いているように見える。

荷重については、 $3d_y$  で最大水平荷重に達し、 $3 \sim 6d_y$  に渡って荷重を保持する。 $7d_y$  程度から鉄筋のはらみ出しが見られ、降伏荷重程度にまで荷重が低下する。 $9d_y$  からそれに続く破断が生じ、荷重低下が急激になる。荷重が低下して降伏荷重相当に達した点を終局状態と仮定すれば、系としての終局塑性率は9 程度になる。

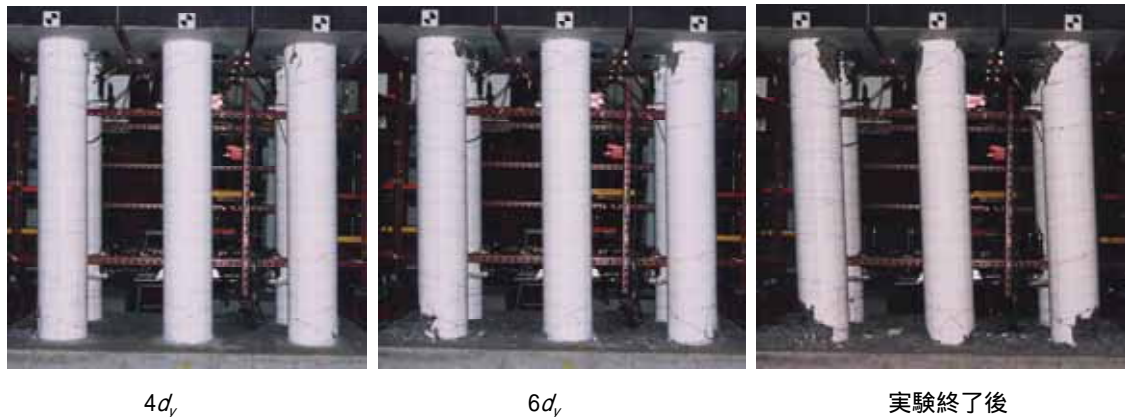


写真-3.3.3 供試体 C (PHC、補強スパイラル有り、3 列) の損傷状況<sup>5)</sup>

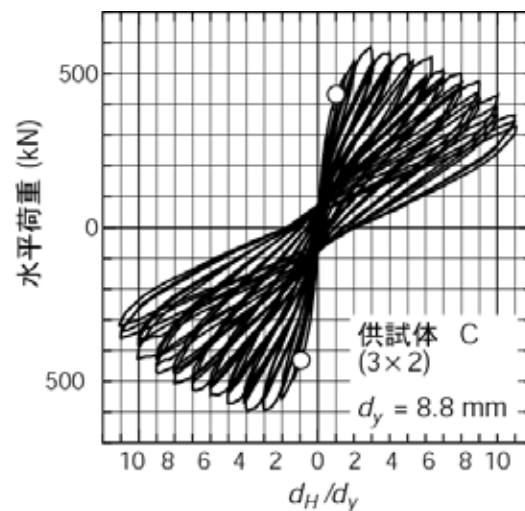


図-3.3.4 水平ジャッキの反力 変位関係(供試体 C、PHC、補強スパイラル有り、3 列).白丸は $\pm 1d_y$  の点

供試体 D のケースにおける損傷の進展を写真-3.3.4 に、水平ジャッキの荷重-変位関係を図-3.3.5 に示す。図-3.3.5 の白丸は $\pm 1d_y$  時の点である。損傷の進展は以下の通りであった。曲げに伴うひび割れに加えて、 $2d_y$  で杭軸に沿って伸びる縦ひび割れが一方の端部列の杭に発生した。 $3d_y$  にて両端列の杭の下端接合部付近にてかぶりコンクリート(の表面部) が剥落した。さらに、反対側の端部列の杭にも縦ひび割れが発生した。 $4d_y$  で中央列の杭の下端接合部付近にてかぶりコンクリート(の表面) が剥落、両端列の杭の縦ひび割れが大きく進展する。 $5d_y$  で杭はせん断破壊し、縦方向のひび割れが大きく進展、中央列の杭においてもせん断ひび割れが急激に開いた。そして、ひび割れを横切る帯鉄筋は破断した。このようなせん断による破壊パターンは、既往の震災でも見られたものであり、たとえば 1995 年の兵庫県南部地震においても PC 杭の被災事例の中にも見られた<sup>53～55)</sup>。

荷重については、 $3d_y$ で最大水平荷重に達した後、杭にせん断破壊が生じるために $4d_y$ 以後急激に低下する。せん断破壊型の脆性的な破壊を起こす点を終局とすれば、系としての終局塑性率は3~4程度である。したがって、杭体が降伏すると想定される範囲では、道路橋示方書の構造細目を遵守し、スパイラル補強鉄筋を配置することが重要である。

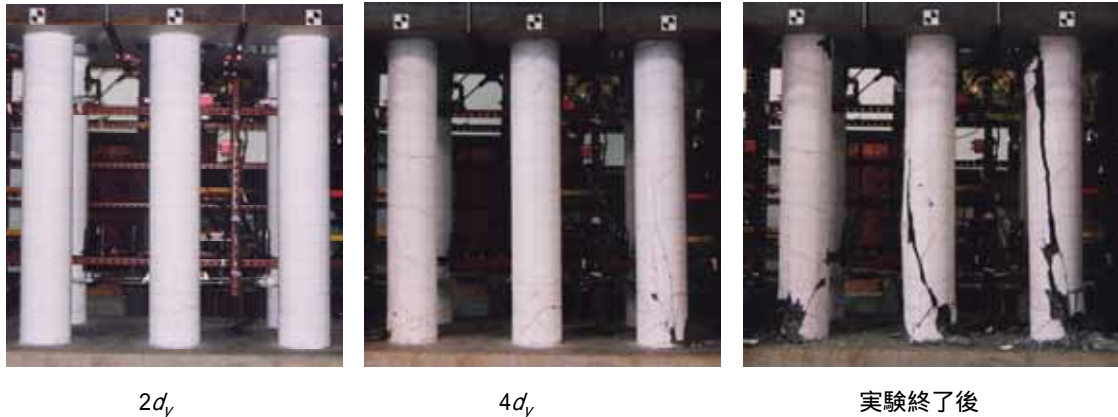


写真-3.3.4 供試体 D (PHC、補強スパイラル無し、3 列) の損傷状況<sup>5)</sup>

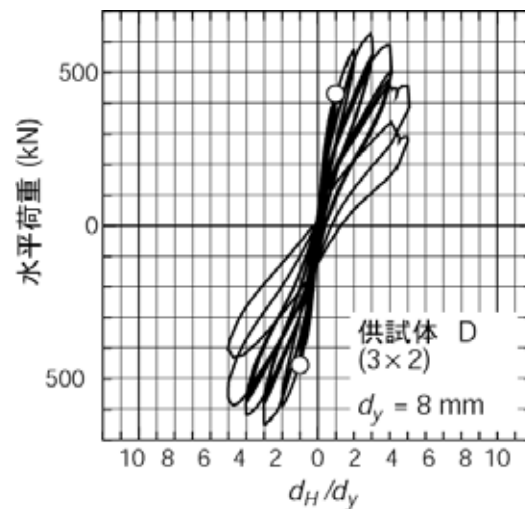


図-3.3.5 水平ジャッキの反力 変位関係(供試体 D、PHC 杭、補強スパイラル無し、3 列)

### (c) 鋼管杭

模型鋼管杭基礎の実験<sup>7)8)</sup>の概要を示す。図-3.3.6 に供試体形状および載荷装置を示す。供試体は2種類で、一つは載荷方向に3列、載荷直交方向に2列の組杭供試体(以下、供試体 E と呼ぶ。)、もう一つは載荷方向に4列、載荷直交方向に2列の組杭供試体(以下、供試体 F と呼ぶ。)である。各杭の両端は道路橋示方書 IV<sup>9)</sup>の図解-12.9.3 に示される方法 A に準じた構造とし、それぞれフーチングと剛結されている。使用した鋼管は杭径が216.3 mm、板厚が4.2 mmのSTK400一般構造用炭素鋼鋼管であり、規格降伏応力度は235 N/mm<sup>2</sup>である。また、杭体の上下端部はフーチング端部から1D (D は杭径) の範囲に中詰めコンクリートが打設されている。杭中心間隔は実際の道路橋杭基礎と同様に杭径の2.5 倍である。



実験では供試体の下フーチングを反力床にボルトで固定した状態で、鉛直ジャッキ 1 基と水平ジャッキ 1 基を同時に用いて、一定の鉛直荷重のもと、水平・回転変位が上フーチングに与えられた。鉛直ジャッキはコロを介して載荷梁に設置され、また上フーチングとは球座を介して接続されている。したがって、上フーチングの水平・回転変位を許容する構造となっている。実験中に保持される鉛直荷重は杭 1 本当たり 147 kN である。鋼管の規格降伏応力度の約 20%に相当し、杭基礎が保持する死荷重の標準的な範囲内にある。交番載荷として、全杭の杭体の最外縁の応力度が規格降伏応力度に達すると予測された荷重を供試体に載荷したときの変位を  $1d_y$  とし、各載荷ステップにて 3 回の繰返しを行う  $\pm u d_y$  ( $u = 1, 2, 3, \dots$ ) の水平変位履歴が与えられた。水平ジャッキ位置での  $1d_y$  は供試体 E で 9.7 mm、供試体 F で 8.0 mm であった。

写真-3.3.5、3.3.6 に供試体の損傷状況を、図-3.3.7 に水平ジャッキの荷重-変位関係を示す。図-3.3.7 の白丸は  $\pm 1d_y$  時の点である。供試体 E (3×2 列組杭) では、 $5d_y$  にて全ての列の杭の上下端部接合部付近に鋼管のわずかな膨らみが観察された。 $6d_y$  では目視でわかる程度の塑性座屈が見られた。 $6.5d_y$  ではこれらの傾向がさらに顕著となり、 $7d_y$  では各杭の下端の座屈部位が鋭角状の変形となった。最終的には  $8d_y$  で各鋼管の下端の座屈部にくびれが発生したが、鋼管の破断には至らなかった。なお、下フーチングへの杭の結合部が最も厳しい荷重状態であることから、損傷の進展は杭上部よりも杭下部が先行した。水平荷重については、 $5d_y$  で最大に達し、 $5 \sim 6d_y$  に渡って荷重を保持する。その後徐々に荷重は減少傾向を示したが、最終の  $7.7d_y$  でも降伏荷重程度まで低下することはなかった。また鉛直荷重についても  $7.7d_y$  まで保持し続けた。

供試体 F (4×2 列組杭) でも供試体 E とほぼ同様の損傷の進展であり、 $4.7d_y$  で全ての列の杭の上下端部接合部付近に鋼管のわずかな膨らみが観察され、 $6d_y$  では目視でわかる程度の塑性座屈が見られた。 $7d_y$  ではこれらの傾向がさらに顕著となり、 $8d_y$  では各杭の下端の座屈部位が鋭角状の変形となり、 $10d_y$  で各鋼管の下端の座屈部にくびれが発生した。しかし、最終の  $11d_y$  でも鋼管の破断には至らなかった。水平荷重については、 $4.7d_y$  で最大に達し、 $4.7 \sim 7d_y$  に渡って荷重を保持する。その後徐々に減少傾向を示したが、最終の  $11d_y$  でも降伏荷重程度まで低下することはなかった。また鉛直荷重についても  $11d_y$  まで保持し続けた。

供試体 E では  $7.7d_y$ 、供試体 F では  $11d_y$  まで水平荷重が載荷されたが、鋼管の座屈部が破断することはなかった。最終的には水平荷重が低下して降伏荷重相当に達する点まで実験できなかったが、系としての終局塑性率は 8～11 程度と想定される。

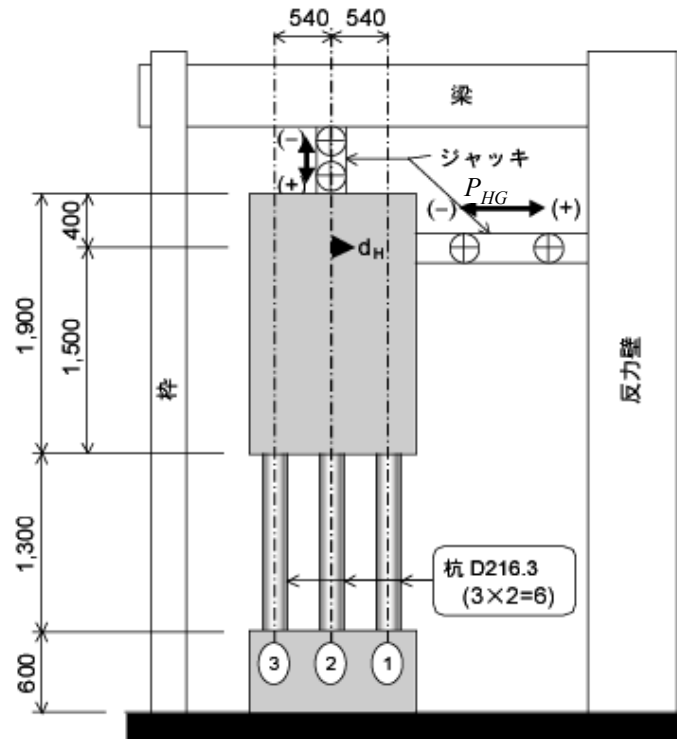
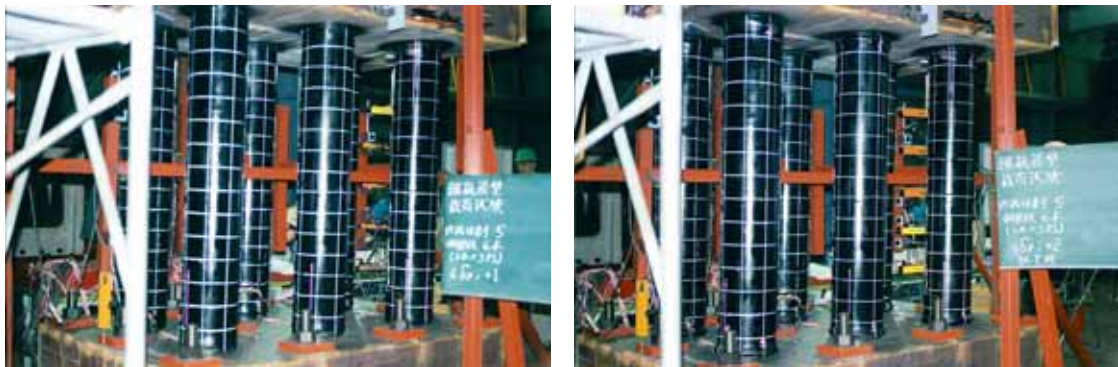


図-3.3.6 対象とした組杭載荷実験の概要(供試体 E).単位:mm



$6d_y$

$8d_y$

写真-3.3.5 供試体 E (鋼管杭、3×2 列組杭) の損傷状況





$6d_y$

$11d_y$

写真-3.3.6 供試体 F (鋼管杭、4×2 列組杭) の損傷状況

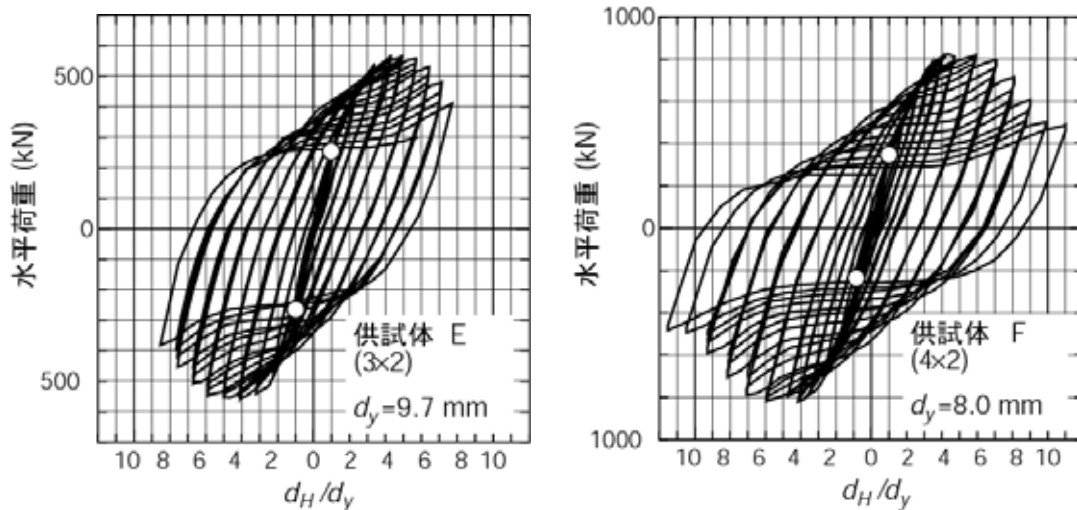


図-3.3.7 水平ジャッキの反力 変位関係(供試体 E および F、鋼管杭) .白丸は $\pm 1d_y$  の点.

### 3.3.3 塑性率の制限値の工学的意義

まず、系としての荷重-変位関係について考察する。全ての実験ケースの骨格曲線を無次元化し、図-3.3.8 に比較する。ここに、骨格曲線とは各変位レベル $\pm u d_y$ の1サイクル目のピーク値を抽出し、結んだものである。それぞれの実験ケースに関して、正側、負側の荷重をそれぞれ荷重の最大値、最小値で除すことにより無次元化した荷重を縦軸に、水平変位 $d_H$ を $1d_y$ 時の変位で除すことにより無次元化した変位レベル $d_H / d_y$ を横軸にとった。場所打ち杭、補強スパイラル鉄筋が配置された PHC 杭を用いた組杭基礎では、荷重の最大値は $3d_y$ で発揮され、 $3d_y$ から $5d_y$ 程度まで保持される。その後、徐々に荷重は低下するが、最大荷重点の変位レベルの2倍以上の変位レベルまで降伏荷重以上の荷重が保持される。鋼管杭の場合、 $4d_y$ でピーク荷重が発揮される。その後、荷重が低下するものの、最大荷重点の2倍以上の変位レベルに達しても降伏荷重相当の荷重までは低下しないようである。以上の実験結果については、 $4d_y$ を許容塑性率とすれば組杭は最大荷重点を超えないことになる。しかし、鋼管杭の場合には、ピーク荷重と降伏荷重の差が非常に大きく、ピーク荷重後の荷重低下割合が場所打ち杭、補強スパイラル鉄筋が配置された PHC 杭の場合よりも大きいという特徴を有している。

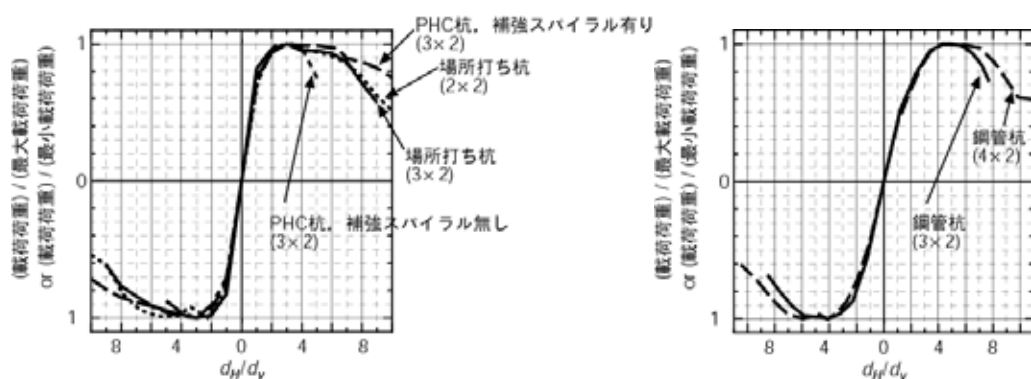


図-3.3.8 無次元化した荷重-変位曲線

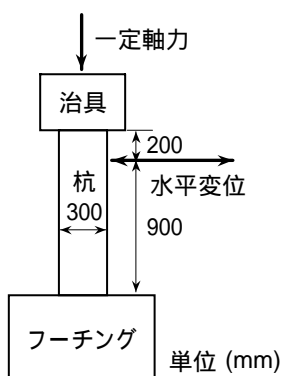


図-3.3.9 場所打ち杭(単杭) 模型の水平交番載荷実験<sup>5) 6)</sup>

変形性能は杭種の違い、杭体の配筋の違いに応じて異なってくる一方、文献<sup>5) 6)</sup>でも指摘されているように、無次元化された荷重-変位曲線で見ると、杭列数の違いに依存した変形性能の違いは大きくないようである。そこで、さらに、単杭に水平交番載荷を与えた結果<sup>5) 6)</sup>とも比較してみる。実験概要を図-3.3.9に示す。杭体の諸元は組杭の載荷実験に用いたものと同じである。静止状態において杭一本あたりに作用する軸力もほぼ一致しており、単杭載荷実験では軸力は常に一定に保たれている。単杭と組杭の実験で得られた荷重-変位曲線を比較したいが、単杭の実験ではせん断スパン  $a$  が組杭実験のその  $1/2$  である。そこで、変位はせん断スパン  $a$  で除すことにより得られる変形角を用いて比較した。荷重はこれまで通り、それぞれの実験の最大・最小値で除すことにより無次元化した。比較した結果を図-3.3.10に示す。無次元化された荷重と変形角の関係は、単杭載荷実験結果も組杭載荷実験結果もほぼ一致する。鋼管杭の場合には比較すべき単杭での載荷実験結果が存在しないものの、杭列数が異なる載荷実験結果がほぼ一致している。したがって、十分にせん断補強されているなど同様の破壊形態が期待される杭については、無次元化された荷重と変形角の関係は杭列数に依存しないものと考えられる。

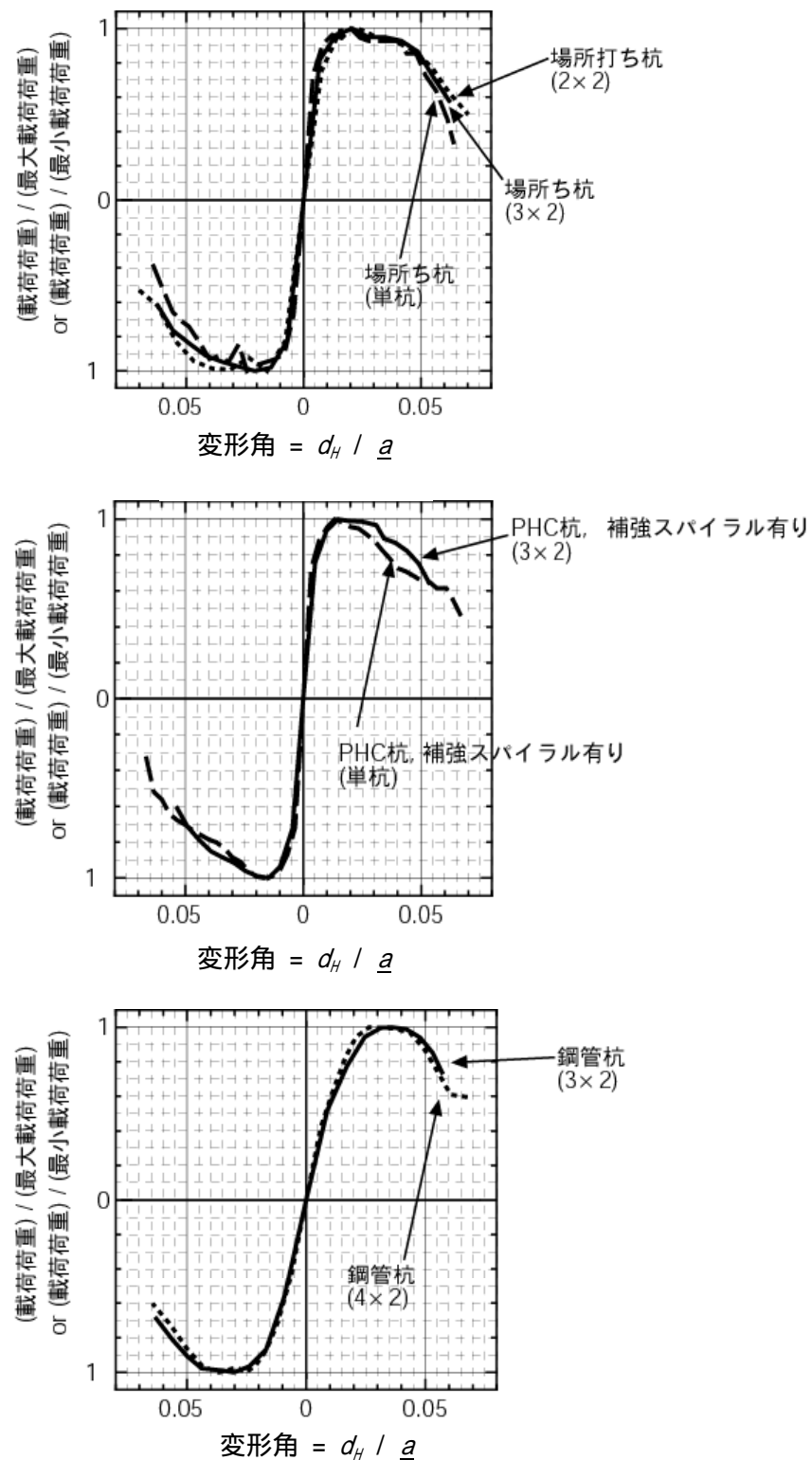


図-3.3.10 杭列数の異なる杭模型載荷実験において得られた荷重-変位曲線の比較  
(鋼管杭については、組杭実験で用いた杭と同径を有する杭を用いた単杭実験が実施されていない)

次に、杭体(部材)の損傷度について考察する。基礎は地中部にあることから、他の部位のように、震後に直ちに点検を行い、安全性を確認し、また、必要に応じて補修をし、その後、橋の供用を行うという過程をたどるのは困難である。したがって、基礎は、震後、無補修で相当期間、供用できる程度の損傷に収めることが不可欠である。写真-3.3.7に $4d_y$  載荷終了後の杭の下端結合部付近の損傷を示す。かぶりコンクリートが断面最外縁付近で剥落した程度の損傷度である。軸方向鉄筋が露出し、はらみ出したりすることは無い。したがって、基礎の耐力・変形性能の観点からすると、応急復旧のための基礎の補修を行うこと無しに使用可能である。

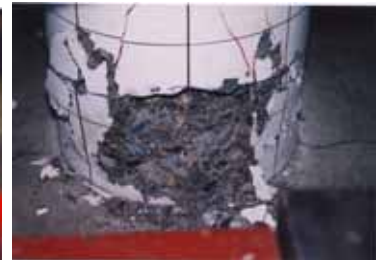
コンクリート系の杭の場合にはひび割れの存在に起因して鉄筋が腐食する恐れがある。しかし、地下水面以深に位置するひび割れであれば、酸素の供給が行われないうちに鉄筋が腐食する可能性は低い。また腐食する可能性がある場合にはそれが有害なものとなる前に対策を行う必要があるが、基礎の腐食対策は橋梁全体の復旧工程には影響しない。たとえば、兵庫県南部地震で被災を受けた阪神高速の5号湾岸線の杭基礎では、供用下での本復旧工事が行われた<sup>56)</sup>。



供試体 A (場所打ち、3 列)



供試体 B (場所打ち、2 列)



供試体 C (PHC、補強スパイラル有り、3 列)



供試体 E (鋼管杭、3 列)



供試体 F (鋼管杭、4 列)

\*実験では上フーチング下端位置での水平変位が制御されており、写真中表示される $u_{\delta_y}$ は、全杭が降伏するときの上フーチング下端位置の $1d_y$ としたときの無次元化変位。また、供試体 E では $4d_y$ 時には変状が認められなかったため、写真撮影がされていない。

写真-3.3.7 組杭模型の載荷実験における $4d_y$ における端部杭の損傷状況

以上より、杭基礎の塑性率の制限値の工学的意義は以下の4点である。

- (1) 基礎が最大強度相当の強度を発揮している状態を超えないこと、
- (2) 基礎は過大な損傷には達せず、地震後も無補修のままでも橋の供用に影響を与えない状態にとどまることを担保するためのものであると考えられる。結果として、
- (3) 無補修のままであっても、再度の大地震に対して初期と同等の残存耐荷力を有する。
- (4) そして、最大強度に達するまでに吸収するエネルギーと同等以上の残存エネルギー吸収能を有する。

逆に、実験結果から、以下の条件を満たす場合には、塑性率3～4程度を制限値としておけば、これらの目標を満足するものと考えられる。

- ・ 適切な構造細目にしたがって杭が用いられている
- ・ 杭中心間隔が杭径の2.5倍で配置されている
- ・ 通常の単柱橋脚杭基礎の杭列数の範囲で杭が配置されている

ところで、既設の橋脚杭基礎でPHC杭を用いているものについては、杭頭部付近であってもPHC杭にはスパイラル補強鉄筋が配置されていないと想定される。この場合、ここで示したような、変形性能に富んだ曲げ破壊型の損傷を想定した塑性率の制限値の設定方法は適用できない場合も想定されるので、別途検討する必要があると考える。以下に一例を示す。一般に、曲げとせん断では安全余裕度に差をつけ、せん断破壊モードに対しては大きな安全余裕度が加味され、設計される。したがって、既設橋脚の耐震性能の評価において杭頭部付近であってもスパイラル補強鉄筋が配置されていないPHC杭を有する杭基礎に関する評価を行う場合には、基礎としての降伏を許さないか、もしくは塑性化を許容する場合であっても塑性率の制限値として、最大強度に達していない領域にあると考えられる2程度の値を用いることが考えられる。

また、図-3.3.10に示したように、杭列数に関わらず無次元化された荷重と変形角の関係がほぼ一致したことは非常に興味深い。たとえば、一本の杭の挙動から組杭の挙動も推測できそうであり、以下のような組杭の変形性能の評価方法も今後検討してみる価値があるかもしれない。組杭中の杭について、まず死荷重作用時の杭頭反力を求め、その鉛直力下における曲げモーメント・曲率関係の終局点を推測する。次に、水平抵抗に關与する基礎の長さ $L$ (いわゆる $1/\beta$ )を推測する。単杭が杭頭部で杭頭回転固定条件で水平変位を受ける状態を想定する。杭頭部位置と水平抵抗に關与する基礎の長さに対応する深度位置の2断面で塑性ヒンジ領域が形成されるとし、上下の塑性ヒンジ間の相対水平変位を $h$ とする。塑性ヒンジが上で求めた曲げモーメント・曲率関係の終局点に達したときの上下の塑性ヒンジ間の相対水平変位を $h_u$ とする。相対変位 $h_u$ を水平変位に關与する基礎の長さ $L$ で除すことにより上下の塑性ヒンジ間の変形角を求める。十分にせん断補強されているなど同様の破壊形態が期待される杭については、求まった変形角は杭列数に係わらず不変であると考えられる。したがって、単杭に関する終局点に対応する変形角と水平抵抗に關与する基礎の長さを用いて、組杭基礎の終局変位量を予測できることになる。

### 3.3.4 荷重方向の影響

橋梁に対して地震動はどの方向からも作用する。しかし、伝統的に、いくつかの方向を代表として扱い、それらの方向について橋梁の耐震性が確認されたときその橋梁の耐震性は確保されたと見なされる。そして、我が国では、一般に、直橋の場合、橋軸および橋軸直角方向の 2 方向について耐震性が照査される<sup>57)</sup>。

一方、文献<sup>5)</sup>では、図-3.3.11 に示すように 2×2 列の組杭に対して 45 度方向に水平交番荷重を与えた実験が行われている。言い換えると、端部列で 1 本、中央列で 2 本、逆側の端部列で 1 本の杭が配置されている。2×2 列の組杭であれば、杭列に平行に荷重した場合に加えて荷重方向が 45 度ずれた場合を検討しておけば、その他の方向において荷重される杭基礎の挙動についても類推できると考えられる。そこで、図-3.3.11 の実験ケースについても、無次元化した荷重変位関係を整理してみる。

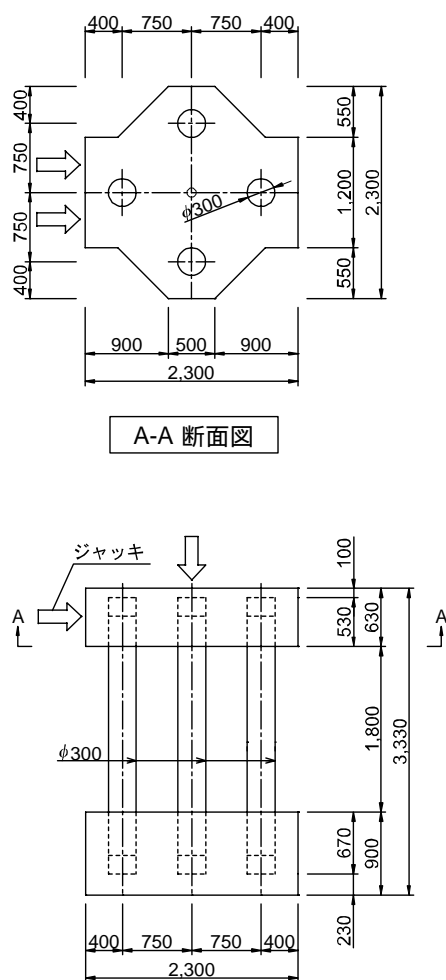


図-3.3.11 荷重実験概要(単位: mm)

杭体は模型場所打ち杭および補強スパイラル鉄筋が配置された PHC 杭である。杭径はいずれも 300 mm であり、前述の実験と同じである。模型場所打ち杭の軸方向鉄筋は前述の実験と同じである。しかし、帯鉄筋の配置は異なり、D6 (SD295A) が 100 mm ピッチで配置されており、

鉄筋比は 0.7% である。コンクリートの一軸圧縮強度は約  $14 \text{ N/mm}^2$  であった。杭中心間隔は、実際の道路橋杭基礎と同様に杭径の 2.5 倍である。補強スパイラル鉄筋が配置された PHC 杭の配筋諸元は前述の実験と同じである。杭列に直行・平行な方向の杭中心間隔は杭径の 3.5 倍である。

前述の実験では基礎に作用する転倒モーメントも制御されたが、この実験では制御されておらず、鉛直力は模型上部に積載された重りで、水平交番载荷は水平ジャッキで与えられている。試験中に保持される鉛直荷重は、杭 1 本あたり 122 kN である。場所打ち杭のケースではコンクリート一軸圧縮強度の約 12% の軸圧縮応力が導入されている。なお、文献<sup>5)</sup>には模型場所打ち杭が用いられ、上載重量が積載されない場合の実験結果も示されている。

交番载荷として、前述の実験と同様に、全杭降伏時の水平変位を  $1d_y$  として、各载荷ステップにて 3 回の繰返しを伴う  $\pm u d_y$  ( $u = 1, 2, 3, \dots$ ) の水平変位履歴が与えられた。 $1d_y$  は場所打ち杭のケースでは 14.9 mm、スパイラル補強鉄筋が配置された PHC 杭のケースでは 24.9 mm であった。

図-3.3.12 に载荷点における水平荷重-水平変位曲線を示す。 $1d_y$  から  $2d_y$  程度でピーク荷重(耐力)に達した後、 $4d_y$  程度まで荷重は保持されるが、その後、荷重が急激に低下する。また場所打ち杭に比べて PHC 杭では荷重低下がより急激であり、相対的には変形性能が劣っている。

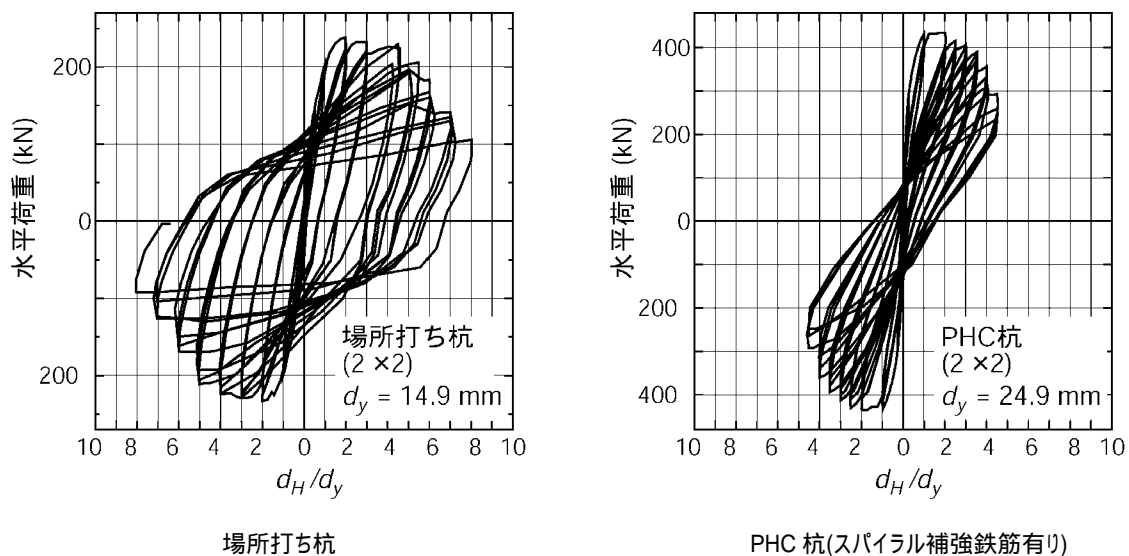


図-3.3.12 载荷点における水平荷重-水平変位曲線(45 度方向载荷ケース)

同じ杭配置で 0 度と 45 度の異なる载荷方向で実験された場所打ち杭の実験に関して、無次元化した荷重変位曲線を用いて、载荷方向の影響が基礎の変形性能に与える影響を調べる。0 度方向载荷実験(前節の実験) と 45 度方向载荷実験(本節の実験) の結果を図-3.3.13 に比較する。0 度方向载荷に比べて 45 度方向载荷の方が変形性能が劣り、 $4d_y$  を超えると荷重は急激に低下する。変形角で見ると、0.04 を超えると急激に荷重が低下し始める。0 度载荷では、それぞれ塑性率 6~7、変形角では 0.05 を超えると荷重が急激に下がり始める。また、変形角については比較のために前述の単杭の実験結果も示した。45 度方向载荷の結果と単杭の結果は比較的近い。

これより、45 度方向載荷の場合には 0 度方向載荷の場合に比べて、端部の 1 本の杭が負担する軸力・曲げモーメントの割合が相対的に大きいことが全体系の挙動にも影響を与えていることが類推される。したがって、端部列の杭が終局に達すると同時に全体系が負担できる荷重が急激に低下するためと考えられる。

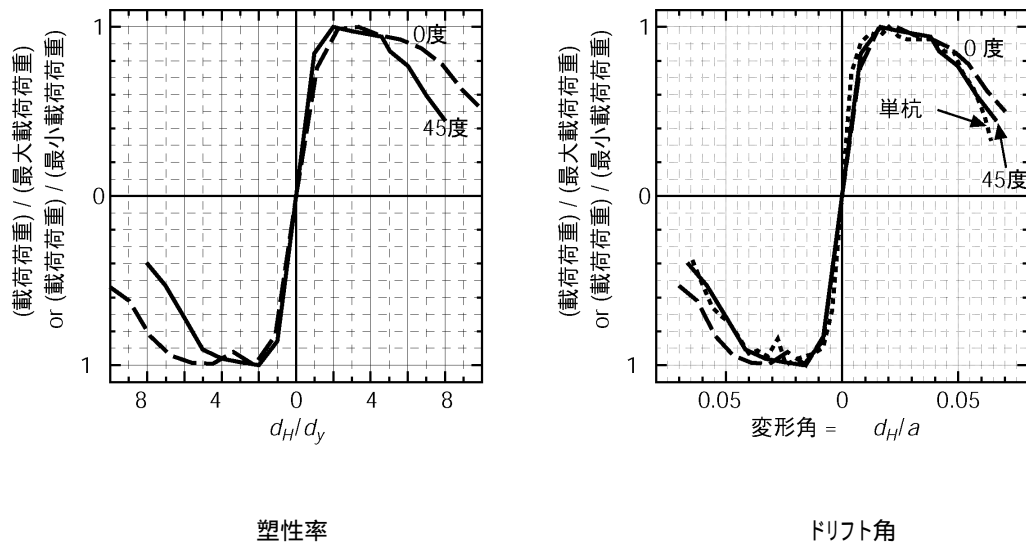


図-3.3.13 無次元化した場所打ち杭(2×2列) および単杭の荷重-変位曲線

以上より、現時点では、組杭基礎の場合、方向性の影響までも鑑みると、最大荷重点を目標として耐震性能を評価する方が望ましいと考えられる。たとえば、 $4d_y$  のときには、0 度方向載荷であっても 45 度方向載荷であっても、最大荷重レベルを保持できている。



### 3.4 斜杭を有する杭基礎の塑性率の制限とその工学的意義

#### 3.4.1 はじめに

本文にも示したように、直杭からなる組杭については、模型による水平載荷試験を実施し、組杭としての保有水平耐力と変形性能について検討されている。しかし、斜杭組杭の保有水平耐力や変形性能に関する知見は少ない。そこで、斜杭を有する鋼管杭基礎の保有水平耐力と変形性能を確認することを目的とし、直杭組杭と比較できる鋼管杭の模型にて気中の水平載荷試験を実施された<sup>58~61)</sup>。そこで、本項では、まず実験結果を概観する。次に実験結果に基づき、本文で示した工学的意図に沿った許容塑性率を評価する。

#### 3.4.2 模型鋼管杭による斜杭組杭実験結果の概要

実験は模型鋼管杭を用いた直杭基礎の実験結果と比較できるよう、同等の材料および構造とした。図-3.4.1 に供試体形状および載荷装置を示す。また、写真-3.4.1 に供試体のセット状況を示す。実験では載荷装置の都合から供試体を横置きとし、下フーチングを反力壁にボルトで固定した。供試体は2種類で、一つは載荷方向に3列、載荷直交方向に2列の組杭供試体(以下、供試体 G と呼ぶ)、もう一つは載荷方向に4列、載荷直交方向に1列の組杭供試体(以下、供試体 H と呼ぶ)である。それぞれの供試体の両端の杭は鉛直方向に対して8度の傾斜を有する斜杭とした。各杭の両端はフーチングに剛結されている。使用した鋼管は杭径が216.3 mm、板厚が4.2 mmのSTK400一般構造用炭素鋼鋼管であり、規格降伏応力度は235 N/mm<sup>2</sup>である。また、杭体の上下端部はフーチング端部から1D (Dは杭径)の範囲に中詰めコンクリートが打設されている。上フーチング下端の杭頭位置における杭中心間隔は、実際の道路橋杭基礎と同様に杭径の2.5倍である。

上フーチングに鉛直ジャッキ1基と水平ジャッキ1基を設置し、同時に用いて、一定の鉛直荷重のもと、水平・回転変位を与えた。鉛直ジャッキは上フーチングの水平・回転変位に追従できるよう、水平荷重作用方向に自由にスライド可能であり、上フーチングとは球座を介して荷重が伝達される。実験中に保持される鉛直荷重は杭1本当たり150 kNであり、鋼管の規格降伏応力度の約20%に相当し、杭基礎が保持する死荷重の標準的な範囲内にある。交番載荷として、全杭の杭体の最外縁の応力度が規格降伏応力度に達すると予測された荷重を供試体に載荷したときの変位を $1d_y$ とし、各載荷ステップにて3回の繰返しを行う $\pm u d_y$  ( $u = 1, 2, 3 \dots$ )の水平変位履歴が与えられた。水平ジャッキ位置での $1d_y$ は供試体 G で6.5 mm、供試体 H で6.0 mmであった。

写真-3.4.2 に供試体の損傷状況を、図-3.4.2 に水平ジャッキの荷重 - 変位関係を示す。図-3.4.2の白丸は $\pm 1d_y$ 時の点である。供試体 G (3×2列組杭) では、 $2d_y$ 時において全ての列の杭の上下端部接合部付近のひずみが実降伏ひずみを上回り、端杭の上下端部に目視で認識できない程度の微少な膨らみが観測された。 $3d_y$ 時においては、端杭の上下端部において膨らみが視認できるようになり、負荷重載荷時においても下端部の膨らみが残留し、3サイクルの繰返しにより膨

らみが累積されるようになった。4 $d_y$ に達すると、端杭の下端部の膨らみが顕著になるとともに、中間直杭も上下端部において膨らみが観測される。さらに5 $d_y$ では上フーチング下面に水平荷重方向と直角方向のひび割れが入り、5 $d_y$ の2サイクル目で荷重低下が顕著となったが、降伏荷重程度まで低下することはなかった。また、鉛直荷重についても5 $d_y$ まで保持し続けた。

供試体 H (4×1 列組杭) でも供試体 G とほぼ同様の損傷の進展であり、2 $d_y$ 時には全ての杭の上下端部のひずみが降伏ひずみを上回ったが、大きな膨らみは観測されなかった。3 $d_y$ 時には端杭の上下端部に目視で認識できない程度の膨らみが観測され、4 $d_y$ に達すると、端杭の杭下端部の膨らみが顕著になると共に、上下のフーチングの杭接合部周辺に放射状のクラックが入った。さらに5 $d_y$ 時には中間直杭も上下端部に膨らみが観測され、6 $d_y$ 時2サイクル目において荷重低下が顕著となったが、降伏荷重程度まで低下することはなかった。また、鉛直荷重についても6 $d_y$ まで保持し続けた。

供試体 G では5 $d_y$ 、供試体 H では6 $d_y$ まで水平荷重が載荷されたが、鋼管の座屈部が破断することはなかった。最終的には水平荷重が低下して降伏荷重相当に低下する点まで実験できなかった。

また、直杭組杭の実験の最終載荷段階で見られたものと比べると、斜杭組杭の実験の最大荷重点で観察された鋼管の形状変化は過大なものではない。

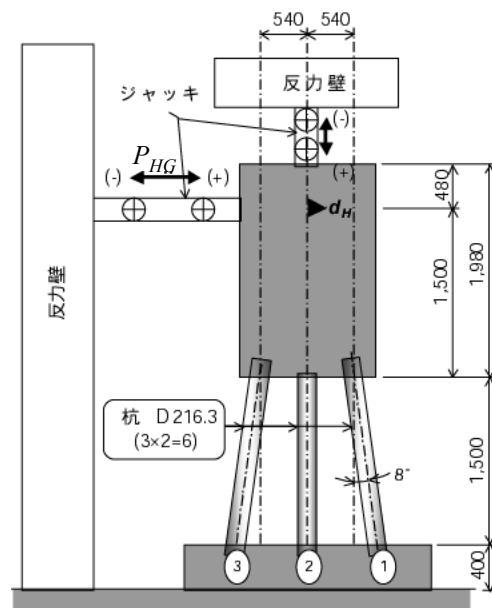


図-3.4.1 対象とした組杭載荷実験の概要(供試体 G) .単位: mm

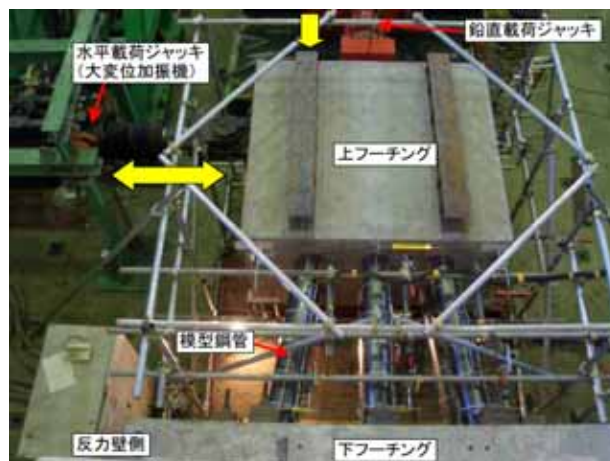


写真-3.4.1 供試体のセット状況(供試体 G)



(a)  $4 d_y$  時の端部列杭の杭頭の状況



(b) 実験終了時の端部列杭の杭頭の状況



(c)  $4 d_y$  時の端部列杭の下側結合部付近の状況



(d) 実験終了時の端部列杭の下側結合部付近の状況

写真-3.4.2 供試体の損傷状況(供試体 H)

### 3.4.3 斜杭を有する杭基礎の許容塑性率の検討

本文に示された許容塑性率の工学的意義に準じた、斜杭を有する杭基礎の許容塑性率を検討する。

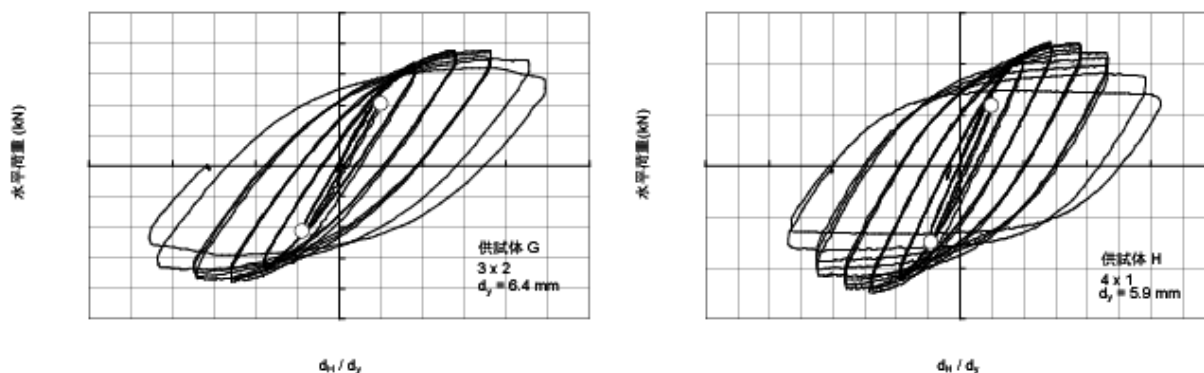


図-3.4.2 水平ジャッキの反力-変位関係(供試体 G および H、鋼管杭斜杭). 白丸は  $\pm 1d_y$  の点.

供試体 G および H による載荷実験結果の骨格曲線を無次元化したものを図-3.4.3 に示す。ここに、骨格曲線は各変位レベル  $\pm u_{dy}$  の 1 サイクル目のピーク値を抽出し、結んだものである。それぞれの実験ケースに関して、正側、負側の荷重をそれぞれ荷重の最大値、最小値で除すことにより無次元化した荷重を縦軸に、ジャッキ位置での水平変位  $d_H$  を  $1d_y$  時の変位で除すことにより無次元化した変位レベル  $d_H / d_y$  を横軸にとった。図-3.4.3 では、 $3 \times 2$  列組杭と  $4 \times 1$  列組杭という、杭列数の異なる斜杭組杭について無次元化された荷重-変位曲線を比較しているが、直杭組杭の場合と同様に杭列数の違いに依存した違いは見られない。

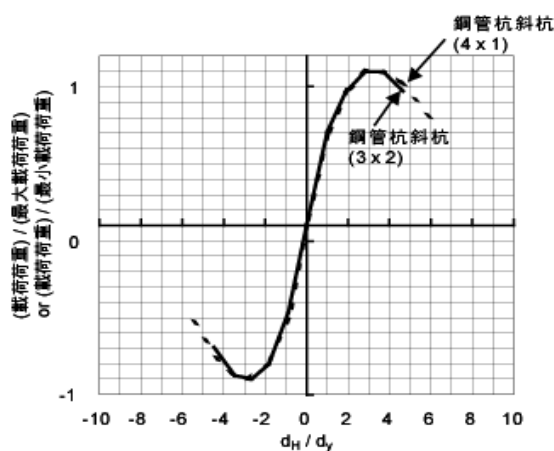


図-3.4.3 無次元化した荷重-変位曲線(鋼管杭斜杭)

そこで、斜杭組杭と直杭組杭での水平荷重に対する挙動の違いを、杭列数と杭寸法、材質の同じ供試体 G と供試体 E (ともに  $3 \times 2$  列組杭) で比較したものを図-3.4.4 に示す。図-3.4.4(a) は荷重を縦軸に、それぞれの  $1d_y$  時の変位で無次元化した変位レベル  $d_H / d_y$  を横軸にとって比較したものである。斜杭組杭では直杭組杭に比べて初期剛性が高く、同一荷重レベルでは水平変位を抑制する効果のあることがわかる。また、最大荷重は斜杭組杭の方が大きく、直杭組杭の 1.4 倍程度であることがわかる。

図-3.4.4(b) では、縦軸に正側、負側の荷重をそれぞれ荷重の最大値、最小値で除すことにより無次元化した荷重レベルをとって比較している。最大荷重は直杭組杭では  $5d_y$  で発現するとともに、 $4 \sim 6d_y$  に渡って最大強度相当の大きな強度を保持している。一方、斜杭組杭では直杭組杭に比べてより小さな変位レベル ( $3 \sim 4d_y$ ) で最大荷重が発現する一方で、その後の荷重低下割合は直杭組杭よりも大きい。

本文に示すように、塑性率の制限値の工学的意義は以下の 4 点である。

- (1) 基礎の最大強度点を超えないこと、もしくは基礎が最大強度相当の強度を発揮している状態を超えないこと、
- (2) 基礎は過大な損傷には達せず、地震後も無補修のままで橋の供用に影響を与えない状態にとどまることを担保するためのものであると考えられる。

結果として、

- (3) 無補修のままであっても、再度の大地震に対して初期と同等の残存耐荷力を有する。
- (4) そして、最大強度点へ至るまでに吸収するエネルギーと同等以上の残存エネルギー吸収能を有する。

これを満足するように実験に用いた斜杭組杭の許容塑性率を与えるのであれば、載荷試験結果に基づき 3 程度にするのがよいと考えられる。

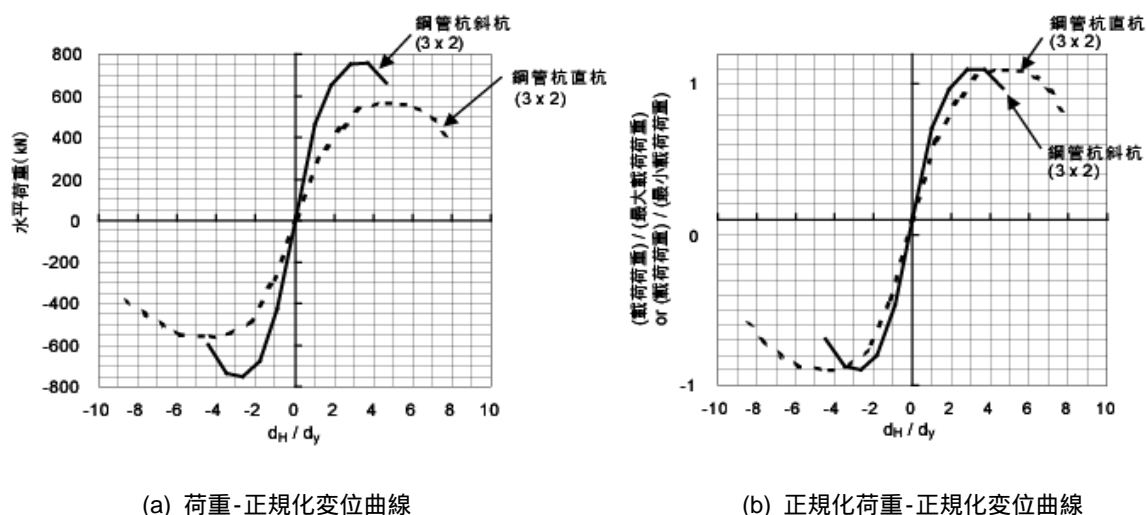


図-3.4.4 斜杭組杭と直杭組杭の比較

なお、斜杭を配置することにより、組杭としての剛性と耐力を大きくすることができるという利点を活かせるような許容塑性率の設定を行うことが望ましく、その観点からも許容塑性率を 3 とするのは妥当である。

### 3.5 柱状体基礎の塑性率の制限とその工学的意義

ケーソン基礎のような柱状の基礎の場合、組杭とは異なり、1つの部材で基礎が構成されるので、変形性能の評価を単柱式の橋脚と同様に行うことが可能と考えられる。柱状体基礎の変形性能について水平交番載荷実験が行われた事例はないものの、十分な横拘束鉄筋が配置される場合には、中空断面を有する鉄筋コンクリート橋脚に類似する非線形挙動を示すと考えられる。そこで、H8年版道路橋示方書からは、脆性的な破壊を防ぐため、側壁には十分な横拘束筋を配置することが規定された。横拘束鉄筋の配筋は耐震設計編における中空断面橋脚の配筋に準じることが解説されている。

水平力に対して変形性能を有して破壊に至る RC 部材断面の挙動は、図-3.5.1 のようにモデル化することが可能であると考えられている。ここに縦軸が曲げモーメント、横軸が曲率である。曲げモーメント・曲率関係は、C 点、Y 点、M 点、L 点の 4 つの点で記述される。ここに、C 点がコンクリートのひび割れによる非線形性が現れる点、Y 点が軸方向鉄筋の降伏による非線形性が現れる点、M 点が最大荷重点、そして、L 点が急激な荷重低下が生じ始め、復元力が失われ始めると考えられる点、もしくは損傷が著しく、経済性との観点から修復を行うことが困難である状態に達する点である。一般に M 点は断面圧縮縁のひずみが終局ひずみに達するとき、L 点はかぶりコンクリートが圧壊し、軸方向鉄筋がはらみだす状態に達する点と考えられる。はらみだしによる形状の変化に起因して、本来負担すべき分までの引張り応力を軸方向鉄筋が負担できなくなり、鉄筋コンクリート部材としての耐力低下が顕著となると考えられる。

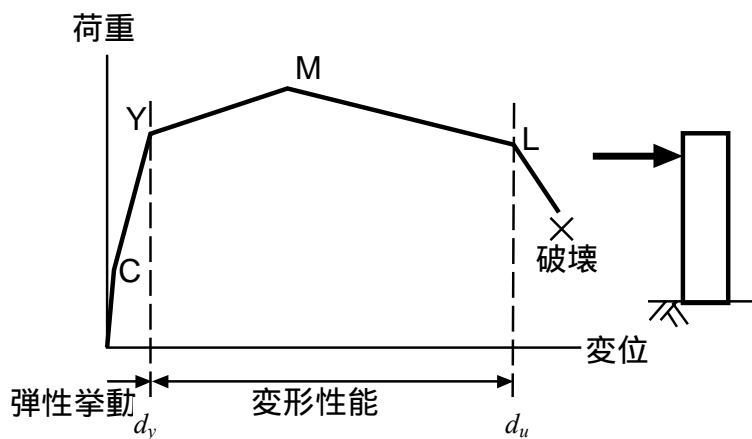


図-3.5.1 水平力を受ける鉄筋コンクリートの柱状部材の非線形挙動の模式図

H14年版道路橋示方書 V 耐震設計編の参考資料 8 に、道路橋示方書に準じて評価された鉄筋コンクリート橋脚の変形性能と橋脚の水平交番載荷実験結果を比較した結果が示されている。それによると、計算上の終局点(図-3.5.1 では L 点に相当)は、実験においてかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋がはらみ出す程度の損傷が生じ、耐力が低下し始めるときに相当していることが示されている。

道路橋示方書では、曲げ破壊型の損傷形態を有する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力法による耐震性能の照査において、終局は軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達したときとされている。また、許容塑性率は、次式で求めることにされている。

$$\mu_{FL} = 1 + \frac{y_u - y_y}{ny_y} \quad (3.5.1)$$

ここに、 $\mu_{FL}$  = 許容塑性率、 $d_u$  = 終局変位、 $d_y$  = 降伏変位、 $n$  = 安全係数であり、タイプ II 地震動に対しては 1.5 である。

基礎に塑性化を許容する場合におけるケーソン基礎の耐震性能の照査では、3.1 に示したように応答は評価され、応答塑性率が得られる。そして、形式的には式(3.5.1) と同じ次式を用いて許容塑性率を求め、応答塑性率が許容塑性率を超えないことが照査される。

$$\mu_{FL} = 1 + \frac{d_u - d_y}{nd_y} \quad (3.5.2)$$

ここに、 $\mu_{FL}$  = ケーソン基礎の許容塑性率、 $d_u$  = ケーソンが終局に達したときの上部構造慣性力作用位置における水平変位、 $d_y$  = 基礎が系としての降伏に達したときの上部構造慣性力作用位置における水平変位、 $n$  = 安全係数で 1.8 であり、鉄筋コンクリート橋脚の照査において見込まれている安全係数の 2 割増しである。また、地震時保有水平耐力法によるケーソン基礎の耐震性能の照査において用いられるケーソン躯体の曲げモーメント・曲率関係を図-3.5.2 に示す。C 点がひび割れ発生時、Y 点が降伏時で、円形断面の場合には、基礎本体水平断面のうち 90 度の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏したとき、U 点が終局時で、部材の圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達するときとされている。同じ終局時でも図-3.5.2 の U 点と図-3.5.1 の L 点は、定義が異なっており、U 点は部材の圧縮縁において、L 点は軸方向鉄筋位置においてコンクリートのひずみが終局に達したときである。一方、図-3.5.2 の U 点と図-3.5.1 の M 点の定義は同じで、部材の圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局に達したときである。U 点に達したときの水平荷重はケーソンの最大荷重に相当しているという点である。すなわち、ケーソン基礎において基礎の塑性化を許容する場合であっても、その目標とする耐震性能レベルは組杭基礎が目標としているものと変わらない。

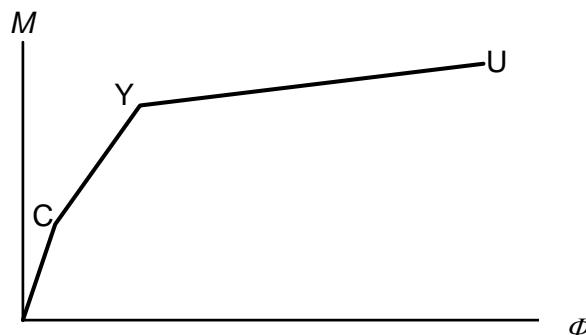


図-3.5.2 地震時保有水平耐力法において仮定されるケーソン躯体のモーメント  $M$  ・曲率の関係

鉄筋コンクリート橋脚の設計に対して、ケーソン基礎の設計が異なる安全係数、異なる曲げ

モーメント・曲率関係の終局点の定義を用いている理由は、組杭基礎と同様の耐震性能を担保するためである。組杭基礎の設計では、基礎の系としての塑性化が基礎を構成する杭体の塑性化により支配される場合、基礎の系としての最大強度点そのものが照査指標として用いられていることが明らかにされた。したがって、ケーソン基礎の設計でも、曲げモーメント-曲率関係の終局点  $U$  が部材の最大荷重点に相当する点とされていることは、組杭基礎の塑性率の制限値の工学的意義と合致している。さらに、安全係数  $n$  が考慮されているのは以下のように解釈される。第一に、鉄筋コンクリート橋脚で設計上生じ得ると想定される損傷については、レベル II 地震動に対してはひび割れ程度で収まるというものである。したがって、鉄筋コンクリート単柱部材で成り立つ構造という枠組みの観点から見ると、柱状体基礎についても同等以下の損傷に抑えておきたい。第二に、柱状体基礎は単独の部材で構成される基礎である。したがって、複数の杭体で構成される組杭基礎の場合よりも、ひとつの部材の損傷が全体系の挙動に与える影響が大きい。単独の部材で構成されるものの方が構造系としての Redundancy (リダンダンシー、冗長性) が相対的に低いことから、柱状体基礎の設計では安全係数が考慮されることは妥当であろう。このように、深い基礎という枠組みの観点から見ると、柱状体基礎と組杭基礎との間で、同じ工学的意義に対して許容塑性率が設定されているのである。

安全率の値の設定方法は、今後、信頼性なども考慮して設定されるべきであるが、ケーソン基礎躯体の挙動については実験結果もほとんどないことから、参考とした鉄筋コンクリート橋脚の設計で見込まれる値よりも若干大きめの値が与えられた。そして、以上の配慮により、道路橋示方書にも記述されているように、鉄筋コンクリート橋脚で生じ得る損傷よりも損傷度合いを低く抑えることができるものと期待される。しかし、今後、性能や信頼性と関連づけて、鉄筋コンクリート橋脚の設計で見込む安全率の値と並んで柱状体基礎の設計において考慮する安全率の値も再検討されるべきであろう。



### 3.6 まとめ

本章では、橋梁の供用期間中には想定しにくいが否定できない最大級の設計状況(レベル2地震時)を想定し、限定的な損傷のもと機能の回復が速やかに行いうることを企図した場合に許容される杭基礎の挙動について、実験室レベルでの組杭基礎や現地での実大基礎に対する載荷試験データなどの積み上げをもとに工学的に有為な限界点の定義を行い、その定量的な評価を試みた。特に、どのような杭基礎全体系としての限界状態が定義できるのかに加えて、どのような解析モデルで挙動を推定できるのか、どのような意図を持った基準値を設定できるのかについて検討を行い、定義された限界点に着目した性能の「評価指標」「検証方法」を提案し、このレベルの照査として合理的な手法となることを確認した。

本章で得られた結果は下記の通りである。

- 1) 副次的な塑性化を許容された場合について、基礎の挙動のモデル化に関して載荷試験データの分析を通して検討を行い、水平方向の地盤反力特性についてバイリニアモデルで表現できることを提案した。その際に、砂質土・粘性土によってモデルおよび推定精度が異なることを確認した。
- 2) また、群杭効果に関する補正係数についても確認した。砂質土における前列杭の杭前面地盤抵抗領域は載荷直角方向で杭径の3倍程度の範囲と考えられ、水平地盤反力度の上限値の補正係数 $\eta_p$ は杭中心間隔 /  $3D$  で求められる。ただし、杭中心間隔が $3D$ 以上である場合は $\eta_p = 1$ とする。前列杭以外の水平地盤反力度の上限値は、前列杭の $1/2$ とモデル化できる。粘性土においては、杭前面地盤の抵抗領域が小さく、前列杭および前列杭以外に関わらず $\eta_p = 1$ と考えることができる。また、杭中心間隔に関係なく $\eta_p = 1$ と考える。
- 3) レベル2地震時の杭基礎の設計において照査点となる杭基礎の降伏耐力のモデル誤差を評価した。
- 4) 橋梁の供用期間中には想定しにくいが否定できないレベルの設計状況(レベル2地震時)を想定し、限定的な損傷のもと機能の回復が速やかに行いうるために許容される杭基礎の挙動について、実験室レベルでの組杭基礎載荷試験データに基づき、基礎の塑性率の制限の工学的意義を提案した。そして、レベル2地震時において、許容され得る塑性率の制限値を確認した。

今後の課題と考えられる事項を以下に示す。

- 1) 道路橋示方書に規定されている地震時保有水平耐力法モデルに用いる単杭および群杭効果に関する補正係数は、数多い補正係数の組合せによるパラメータ解析の適合結果や理論値に基づいて1つの値を設定している。しかし、特に単杭と異なり組杭の場合には、基礎全体の杭本数、その配置(荷重載荷方向と直角方向の配置本数)やその間隔など、 $p$ - $y$  関係の初期勾配 $k_H$ や水平地盤反力度の上限値 $p_{HU}$ をばらつかせる様々な要因を含んでいる。今後も研究を進め、データの蓄積により地震時保有水平耐力法に用いる計算モ

デルの精度を更に高めることが必要である。

- 2) 最大耐力点を評価するための計算手法の精度を向上させる必要がある。
- 3) 本資料では基礎の部材が有する耐力やエネルギー吸収能力の観点から塑性率の制限値、許容塑性率について工学的意義を述べたが、基礎や地盤の非線形挙動が大きい場合には、塑性率を指標に照査するよりも、生じた基礎の変位量が橋全体系に与える影響を評価することが重要になる。したがって、基礎の変位量を評価する方法を確立する必要がある。

## 参考文献

- 1) 岡原美知夫, 中谷昌一, 木村嘉富, 高木繁, 社森佳次: 群杭模型の水平方向載荷実験, 土木研究所資料, 第 3079 号, 1992.3.
- 2) 岡原美知夫, 木村嘉富, 高木繁, 大堀裕康: 群杭の水平載荷試験およびシミュレーション, 構造工学論文集, Vol. 39A, pp. 1371-1384, 1993.3.
- 3) 阪神高速道路公団: 岸和田旧港実杭水平載荷試験実験報告書, 1994.3.
- 4) 幸左賢二, 鈴木直人, 木村亮, 木村嘉富, 森田悠紀雄: 終局挙動に着目した実物大基礎の水平載荷試験, 土木学会論文集, No. 596/III-43, pp. 249-260, 1998.6.
- 5) 福井次郎, 中野正則, 木村嘉富, 石田雅博, 大越盛幸, 阪野彰: 杭基礎の変形性能に関する載荷試験, 土木研究所資料, 第 3553 号, 1998.3.
- 6) 木村嘉富, 大越盛幸, 中野正則, 福井次郎, 横山功一: 杭基礎の変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1597-1606, 1998.3.
- 7) 中野正則, 木村嘉富, 石澤毅, 嶋津晃臣, 小山清一: 鋼管杭基礎の模型水平載荷実験(その 1), 第 32 回地盤工学研究発表会, pp. 1573-1574, 1997.7.
- 8) 福井次郎, 木村嘉富, 吉田映, 鈴木規彦, 平田尚: 鋼管杭基礎の模型水平載荷実験(その 2), 第 32 回地盤工学研究発表会, pp. 1575-1576, 1997.7.
- 9) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書 IV 下部構造編, 丸善, 2002.3.
- 10) 中野正則: 基礎の耐震設計法について, 基礎工, Vol. 25, No. 3, pp. 82-90, 1997.12.
- 11) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書 V 耐震設計編, 丸善, 2002.3.
- 12) Shirato, M., Fukui, J., and Koseki, J.: Current status of ductility design of abutment foundations against large earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 46, No. 3, pp. 377-396, 2006.6.
- 13) 貴志友基, 福井次郎, 大越盛幸, 白戸真大, 寿上隆司: 柱状体基礎の振動台実験, 土木技術資料, Vol. 41, No. 10, pp. 28-33, 1999.11.
- 14) 福井次郎, 中谷昌一, 白戸真大, 野々村佳哲, 喜多直之: 群杭の大型振動台実験, 土木研究所資料, 第 4015 号, 2006.8.
- 15) Shirato, M., Nonomura, Y., Nakatani, S., and Kulhawy, F.H.: Numerical and large-scale experimental study on seismic behavior of pile foundations, Eighth U.S. National Conference on Earthquake Engineering (8NCEE), San Francisco, CA, Paper No. 315, CD-ROM, 2006.4.
- 16) Shirato, M., Koseki, J., and Fukui, J.: A new nonlinear hysteretic rule for Winkler type soil-pile interaction springs that considers loading pattern dependency, Soils and Foundations, Vol. 46, No. 2, pp. 173-188, 2006.4.
- 17) 白戸真大, 吉田望, 福井次郎, 野々村佳哲: 軟弱粘性土上の高架構造物・基礎・地盤系の地震時挙動予測への Winkler 型非線形相互作用バネの適用, 構造工学論文集, Vol. 51A, pp. 739-750, 2006.4.
- 18) 秋田直樹, 白戸真大, 福井次郎: 地盤の動的挙動に関する振動台実験と動的解析の比較, 第 5 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 127-134, 2002.1.

- 19) 大塚雅裕, 秋田直樹, 福井次郎, 喜多直之: 杭の地震時鉛直支持力特性に関する模型実験, 第 5 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 117-122, 2002.1.
- 20) Priestly, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M. (川島一彦監訳): 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂出版, 1998.4.
- 21) 柴田明德: 最新耐震構造解析, 森北出版, 2003.5.
- 22) 土木学会: 資料編 8.2 エネルギー一定則について, コンクリート構造の限界状態設計法指針(案), コンクリート・ライブラリー, 第 52 号, 1984.2.
- 23) Veletsos, A.S., and Newmark, N.M.: Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions, II WCEE, Tokyo, 1960.
- 24) 白戸真大, 福井次郎, 中谷昌一: ファイバー要素を用いた数値解析による場所打ち杭基礎の変形性能評価, 日本地震工学会論文集, Vol. 6, No. 3, pp. 38-54, 2006.8.
- 25) 白戸真大, 木村嘉富, 福井次郎, 高橋雅裕: 杭基礎のポストピーク挙動に関する一数値解析, 土木学会構造工学論文集, Vol. 45A, pp. 1387-1398, 1999.3.
- 26) (財) 国土開発技術研究センター: 道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究報告書, 1989.3.
- 27) (財) 国土開発技術研究センター: 道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究報告書, 1990.3.
- 28) 岡原美知夫, 高木章次, 中谷昌一, 木村嘉富: 単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究, 土木研究所資料, 第 2919 号, 1991.1.
- 29) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書 IV 下部構造編, 丸善, 1990.2.
- 30) (社) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, 丸善, 1992.10.
- 31) American Petroleum Institute: API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, API RP 2A 7th ed., 1976.
- 32) 岸田英明, 中井正一: 地盤反力-変位関係の非線形性, Vol. 25, No. 8, 土と基礎, 1977.8.
- 33) 岸田英明, 中井正一: 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, 1979.7.
- 34) Hayashi, K: Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage und ihre Anwendung auf den Tiefbau, Springer Verlag, Berlin, 1921.2.
- 35) Chang, Y. L.: Discussion on "Lateral Pile Loading Tests" by Feagin, Trans. ASCE, 1937.
- 36) 福井次郎, 白戸真大, 松井謙二, 岡本真次: 三軸圧縮試験による砂の内部摩擦角と標準貫入試験 N 値との関係, 土木研究所資料, 第 3849 号, 2002.2.
- 37) (社) 地盤工学会: 地盤調査法, 1997.9.
- 38) 大崎順彦: 建築構造講座, 基礎構造, 1961.6.
- 39) 中野正則, 松井謙二, 木村嘉富, 友永則雄: 杭基礎の耐震設計法の検討, Vol. 30, No. 8, 橋梁と基礎, 1996.8.
- 40) 吉田巖, 矢作樞: 基礎工の設計実技(下), 建設図書, 1996.2.
- 41) (社) 土木学会: コンクリート構造の限界状態設計法指針(案), コンクリート・ライブラリー

第 52 号, 1983.2.

- 42) Matlock, H.: Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay, Proc. 2nd Annual O.shore Technology Conf., Dallas, Paper No. OTC 1204, 1970.
- 43) Deutsches Institut Fur Normung: DIN4014, 1993.3.
- 44) 阪神高速道路公団: 3 号神戸線基礎構造の復旧に関する中間報告, 1997.3.
- 45) 斉藤亮, 飯古道則, 五瀬伸吾, 易鋒: 杭基礎の水平方向大変形時の挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 39A, pp.1395-1408, 1993.3.
- 46) 阪神高速道路公団: 旧梅田入路構造物に関する調査研究, 1992.3.
- 47) (社) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, 丸善, 2007.1.
- 48) 木村嘉富, 瀧田昌毅, 春日正巳: 大変形時における杭の水平抵抗の非線形性の評価, 基礎構造物の限界状態設計法に関するシンポジウム発表会論文集, 1995.5.
- 49) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 丸善, 1996.12.
- 50) 永尾拓洋, 棚村史郎, 室野剛隆, 神田政幸: 模擬地盤(コイルバネ) 中における RC 杭の復元力特性, 第 37 回地盤工学研究発表会, pp. 1459-1460, 2002.7.
- 51) Budek, A. M., Priestley, M. J. N., and Benzoni, G.: The effect of external confinement on flexural hinging in drilled pile shafts, Earthquake Spectra, EERI, Vol. 20, No. 1, pp. 1-24, 2004.8.
- 52) 福井次郎, 中野正則, 石田雅博, 七澤利明, 芦達拓哉, 田口博文: 橋梁基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料, 第 3500 号, 1997.1.
- 53) 福井次郎, 西谷雅弘, 中山学, 板谷裕次: 護岸近傍に位置する基礎杭の地震時被害に関する一考察, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 73-76, 2001.8.
- 54) Tokimatsu, K., Mizuno, H., and Kakurai, M.: Building damage associated with geotechnical problems, Special issue of Soils and Foundations, pp. 219-234, 1996.1.
- 55) 山肩邦男: 兵庫県南部地震による建築杭基礎の被害の特徴と今後の対策, 基礎工, Vol. 24, No. 11, pp. 9-16, 1996.11.
- 56) 渡辺尚夫, 石崎浩, 北川隆司: 阪神高速道路 5 号湾岸線の基礎の復旧工事, 「耐震補強・補修技術, 耐震診断技術に関するシンポジウム」講演論文集, pp. 17-24, 1997.7.
- 57) 毛戸秀幸: 地震力の作用のさせ方, 橋梁と基礎, Vol. 5, No. 10, pp. 45-48, 1971.10.
- 58) 井落久貴, 中谷昌一, 竹口昌弘, 岡原美知夫, 小松章, 平田尚, 高野公寿, 池田真, 高橋一樹: 鋼管杭斜杭基礎の保有水平耐力に関する研究(その 1), 第 41 回地盤工学研究発表会, pp. 1385-1386, 2006.7.
- 59) 井落久貴, 中谷昌一, 竹口昌弘, 岡原美知夫, 小松章, 平田尚, 高野公寿, 池田真, 高橋一樹: 鋼管杭斜杭基礎の保有水平耐力に関する研究(その 2), 第 41 回地盤工学研究発表会, pp. 1387-1388, 2006.7.
- 60) 中谷昌一, 竹口昌弘, 井落久貴, 鈴木規彦: 鋼管杭を用いた斜杭基礎の地震時保有水平耐力に関する検討, 土木技術資料, Vol. 48, No. 6, pp. 58-63, 2006.6.
- 61) 中谷昌一, 竹口昌弘, 井落久貴, 横幕清: 鋼管杭を用いた斜杭基礎の変形性能に関する載荷実験, 土木研究所資料, 第 4108 号, 2008.3.

## 4章 抵抗要素の不確実性を考慮した部分係数の提案

### 4.1 概説

ここでは、基礎の安定照査においては宿命である自然地盤に起因する不確実性について、設計のどの段階でどのように取り扱うべきか、すなわち「照査基準」の問題について部分係数設計法を前提として検討を行っている。まず、特性値の設定方法および部分係数書式を提示し、次に、2章および3章で定義し評価した限界点を安定照査上の照査ポイントとした場合の信頼性を基に、一定の信頼性指標を確保することを前提とした部分係数の設定法を示すとともに部分係数値を試算した。結果的に、常時およびレベル1地震時における鉛直抵抗および水平抵抗、いずれについても同等の信頼性を担保できる部分係数値を提案できることを確認できた。また、レベル2地震時のような大変形時においては、副次的な塑性化を考慮した際の基礎全体系としての信頼性を担保するための部分係数値について、塑性化する部位毎の信頼性に応じて個々に試算し取りまとめる。

### 4.2 不確実性を考慮すべき因子と部分係数書式

基礎の設計において重要な要素には、(1) 荷重、(2) 地盤パラメータ、(3) 解析モデル、(4) 安全性余裕(安全率)の4項目があるが、(1)~(3)のいずれも不確実性を有するため一定の信頼性をもって性能を担保するために(4)の安全性余裕が必要となる。鋼・コンクリートなどの人工材料で構成される部材の設計を扱う場合には、人為的に制御できる不確実性は支配的とならず、(1)の不確実性が卓越することになる。一方で、自然地盤を対象とする基礎設計では、地盤調査の質と量にも限界があることから(2)の不確実性も卓越することになる。図-4.2.1に示すように、部分係数設計法における抵抗側の書式は、大別すると強度係数法(FSA: Factored Strength Approach)と抵抗係数法(FRA: Factored Resistance Approach)の2つに分類される。強度係数法とは、材料強度の不確実性に着目して部分係数を設定する方法で、主に欧州を中心に発展してきたところから欧州方式と呼ばれることもある。一方、抵抗係数法とは、材料特性をもとに期待される着目する抵抗や耐力自体に部分係数を設定する方法で、主に北米を中心に発展してきたところから北米方式と呼ばれることもある。北米では荷重側の不確実性も取り込んだ形に発展させ、荷重抵抗係数設計法(LRFD: Load and Resistance Factor Design)として既に設計基準に導入している。抵抗係数法または荷重抵抗係数設計法は、従来の一つの安全率(包括的安全率)を荷重側と抵抗側の2つに区分したとも考えることができ、信頼性評価に基づく設計法の合理化へ向けた応用範囲がより期待できること、また、わが国のように地震時の設計状況によって構造物規模が決まるような地域では、地盤の力学的な特性を低減することが必ずしも安全側の評価にならないことなどの点から、強度係数法よりも優れていると評価できる。

これに類する観点から、地盤工学会の基礎設計基準基準化委員会による「性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則(案)」においては、基礎・地盤のモデルに最も適切な値として推定される地盤パラメータである特性値は、原則として試験結果から得られた地盤特性値の平均値とされている。

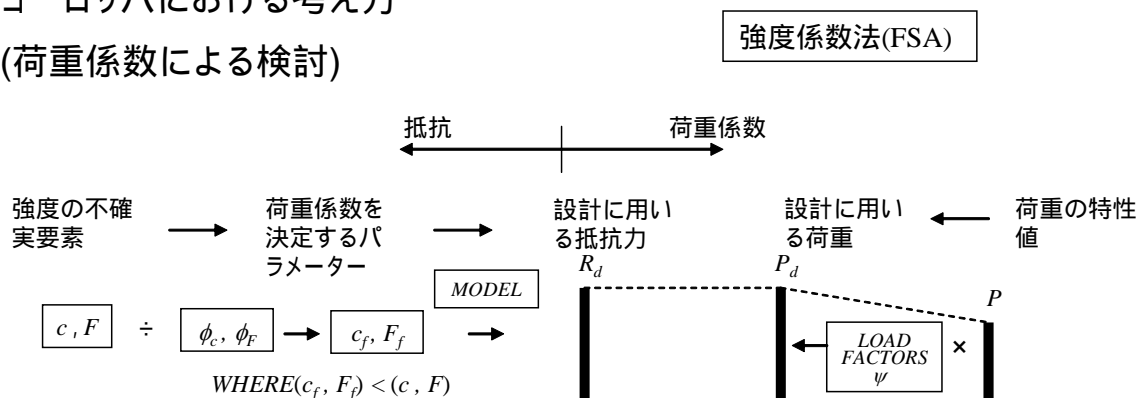
よって、本論文では部分係数法の書式は、荷重抵抗係数設計法に準拠して下記のように考える。  
最も単純化すると、設計荷重  $P_d$  が設計抵抗  $R_d$  を超えないことを照査するという書式で式(4.2.1)として表現される。

$$P_d = \psi \times P_n \leq \phi \times R_n = R_d \quad (4.2.1)$$

ここに、 $\psi \cdot \phi$  が部分係数であり、 $\psi$  が荷重係数( $\geq 1$ )、 $\phi$  が抵抗係数( $\leq 1$ )、 $P_n$ 、 $R_n$  がそれぞれ荷重および抵抗の公称値(又は、特性値)である。荷重  $P$  については、実際には荷重作用によって生じる応答値として、適切な工学的指標が選定される。杭の鉛直支持の照査に関して言えば、荷重  $P$  は杭頭反力となり、抵抗  $R$  は支持力と考えて良い。公称値というのは、部分係数を乗じる前の荷重や抵抗の評価値のことで、本来、評価に不確実性がある中から当該構造物の性質を表す代表値であるとした荷重や抵抗の値のことである。公称値は、必ずしも平均値  $m_P$ 、 $m_R$  に一致するとは限らず、偏りを有することもあり得る。

### ヨーロッパにおける考え方

#### (荷重係数による検討)



### 北アメリカにおける考え方

#### (荷重係数による検討)

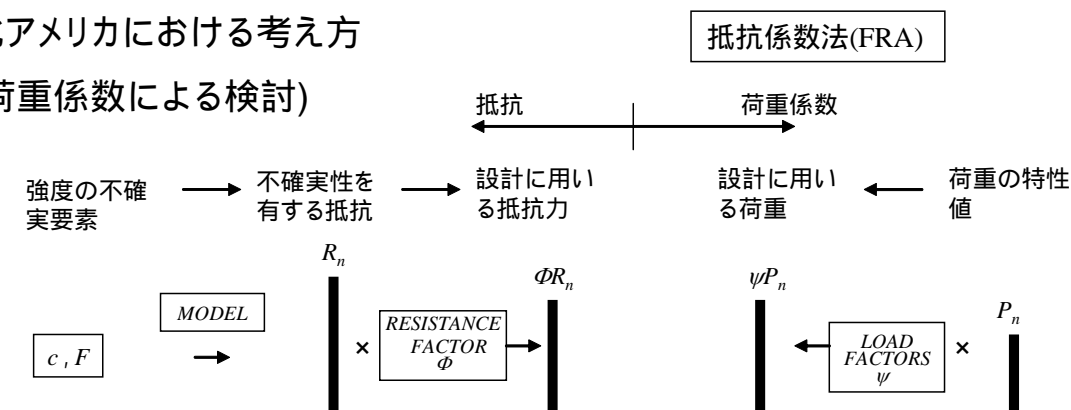


図-4.2.1 強度係数法(FSA) と抵抗係数法(FRA) の比較

### 4.3 不確実性を考慮した部分係数の設定方法

荷重係数  $\psi$  や抵抗係数  $\phi$  などの、コード(設計基準) で用いる安全係数を評価し調整する一連の試行錯誤作業(キャリブレーション)のことをコードキャリブレーションという。これにはいくつか方

法があるが、本論文では、信頼性設計の考え方<sup>例えば 1~3)</sup>を用いている。具体的には、FOSM (First-Order Second-Moment method) と呼ばれる手法である。

式(4.2.1)の意味するところを図化したのが、図-4.3.1(a)~(c)である。実際の荷重  $P$  や抵抗  $R$  は、ともに、公称値  $P_n$  や  $R_n$ 、例えば荷重や抵抗の計算値に対してばらつきを有する。多くの場合に、そのばらつきは対数正規分布でモデル化できるため、図-4.3.1(a)~(c)でも対数正規分布を用いて  $P$ 、 $R$  の分布をモデル化している。設計を成り立たせるためには、抵抗が荷重以上となる必要があることから、基本的に  $R$  の分布は  $P$  の分布の右側に位置する。両分布の重なりは、設計が成立しない可能性を示唆しており、設計行為の信頼性はこの重なりを小さくすれば高まることとなる。このために、式(4.2.1)にあつては  $\psi \cdot \phi$  なる部分係数によって、両分布の重なりを小さく確認していると理解すれば解りやすい。例えば、(a)のように設計抵抗力  $R_d$  が設計荷重  $P_d$  を下回るような状況にあれば、両分布の重なりは大きくなり十分な安全性の確保に疑問があるため、設計は成立していないと判断することになり、(c)となれば初めて成立すると判断される。問題は、 $\psi \cdot \phi$  なる部分係数の取り方に帰着するが、両分布の平均値やばらつきが両分布の重なりのおおきさに関係することから、重要なパラメータとして考慮されることとなる。

着目する統計量  $x$  (例えば荷重  $P$  もしくは抵抗  $R$ ) の自然対数  $x^N = \ln(x)$  が正規分布に従うとき、 $x$  は対数正規分布に従う。まず、統計量  $x$  の平均値  $m_x$ 、標準偏差  $s_x$  を求め、それらから  $x$  を対数表示したときの統計量  $x^N$  の平均値  $m_{xN}$ 、標準偏差  $s_{xN}$  を求める。 $m_{xN}$  および  $s_{xN}$  は式(4.3.1) および式(4.3.2)で計算できる。言い換えれば、図-4.3.2に示すように、ここで変換した  $x^N$  は、平均  $m_{xN}$  と標準偏差  $s_{xN}$  の正規分布に従う。

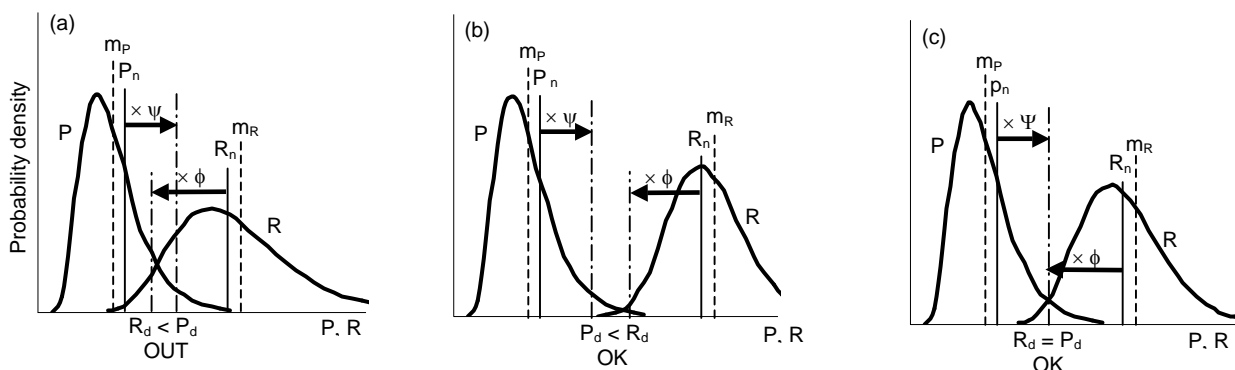


図-4.3.1 荷重と抵抗の分布と公称値, 部分係数

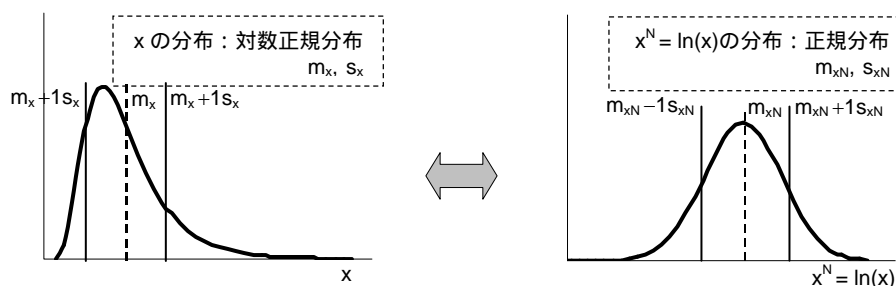


図-4.3.2  $x$  が対数正規分布に従うときの  $x^N = \ln(x)$  の分布

(統計量  $x$  の平均値 =  $m_x$ , 標準偏差 =  $s_x$ ;  $x$  を対数表示したときの統計量を  $x^N$  の平均値 =  $m_{xN}$ , 標準偏差 =  $s_{xN}$ )



$$m_{xN} = \ln(m_x) - \frac{1}{2} s_{xN}^2 \quad (4.3.1)$$

$$s_{xN} = \sqrt{\ln \left( 1 + \frac{s_x^2}{m_x^2} \right)} = \sqrt{\ln (1 + CV_x^2)} \quad (4.3.2)$$

ここに、 $CV_x$  は変動係数のことであり  $s_x / m_x$  である。

例えば、常時の鉛直支持力に対する照査を考える。杭の鉛直支持力は周面抵抗と先端抵抗に分かれ、それぞれ不確実性を有していると考えられるが、本論文では簡単のためこれらの合計としての全抵抗のばらつきを考える。同様に、荷重  $P$  についても、常時の支配的な荷重には死荷重と活荷重があり、さらに杭頭反力を算出する際には計算を行う必要があるが、式(4.2.1) ではその結果として生じる杭頭反力であると考え。図-4.3.1 から得られる情報は、

- (1) 公称値  $P_n$  に荷重係数  $\psi$  を乗じた荷重  $P_d$  を設計荷重として用いれば、実際に作用する荷重が  $P_d$  を上回る可能性が少なくなる。同じく、抵抗についても、公称値  $R_n$  に抵抗係数  $\phi$  を乗じた  $R_d$  を設計抵抗としておけば、実際の抵抗力がそれを下回る可能性が少なくなる。
- (2) 例えば、設計荷重  $P_d$  が決まったとき、杭の諸元を大きくすることなどで、 $R_n$  の値を右にずらして(大きくして) いく。
- (3) そして、 $R_d$  が  $P_d$  と等しいか、それよりも大きくなれば設計は成立する(図-4.3.1(b)、(c) )。 $R_d$  と  $P_d$  が等しくなったときが所定の安全余裕を確保した限界の設計であり、そのときの荷重  $P$  と抵抗  $R$  の関係が図-4.3.1(c) である。
- (4) このとき、所定の信頼性で抵抗が荷重を上回るような杭基礎が出来ているはずである。

では、どのようにして所定の信頼性を確かめるのだろうか。荷重  $P$  と抵抗  $R$  が対数正規分布に従うことを仮定した上で、式(4.2.1) を書き換えると、

$$G^N = \ln(R) - \ln(P) = \ln(R / P) \geq 0 \quad (4.3.3)$$

となる。いま、図-4.3.1(c) のように、設計荷重と設計抵抗力が等しい  $R_d = P_d$  の状態における  $G^N$  の分布を図-4.3.3 に示す。このとき、 $\ln(R / P) < 0$  であれば、式(4.2.1) を満足せず不良である。不良になる確率は、図-4.3.3 の斜線の面積に相当する。不良の状態を示す閾値は、 $G^N$  の平均値  $m_{GN}$  から標準偏差  $s_{GN}$  の  $\beta$  倍低減させたところであると一般的に解釈される。ここに、 $\beta$  は安全余裕であり、信頼性指標と呼ばれることが多い。

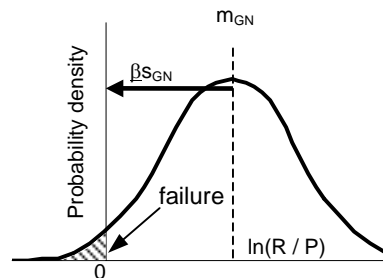


図-4.3.3 安全余裕

したがって、ある杭基礎において荷重と抵抗の公称値とそのばらつきの分布が分かれば、その杭基礎が有する信頼性指標 $\beta$ が計算できることになる。仮に、現在の設計において応答値と許容値がほぼ等しい状態で諸元が決まっているような複数の杭について信頼性指標 $\beta$ を求めれば、道路橋の杭基礎が一般に有する信頼性指標 $\beta$ について、大凡の範囲が分かることになる。

次に、荷重係数 $\psi$ ・抵抗係数 $\phi$ をどれだけの値にすればよいのかについて述べる。上で求めた $\beta$ の大凡の範囲において、目標値 $\beta_T$ を一つ設定する。今度は、逆に、目標とする信頼性指標 $\beta_T$ を達成するような、 $\psi$ および $\phi$ の値を逆算する問題に帰着する。

$$\phi = \frac{\lambda_R P_d \sqrt{\frac{1+CV_P^2}{1+CV_R^2}}}{m_P \exp\left\{\frac{\beta_T \sqrt{\ln\left[(1+CV_R^2)(1+CV_P^2)\right]}}{\lambda_R P_d}\right\}} \quad (4.3.4)$$

ここに、 $\lambda_R$  = 抵抗 $R$ におけるバイアス値(=  $m_R / R_n$ )、 $R_n$  = 抵抗 $R$ の公称値(計算値)、 $m_R$  =  $R$ の平均値、 $CV_R$  =  $R$ の変動係数(=  $s_R / m_R$ )、 $s_R$  =  $R$ の標準偏差、 $P_n$  = 荷重 $P$ の公称値、 $m_P$  = 荷重 $P$ の平均値、 $CV_P$  = 荷重 $P$ の変動係数(=  $s_P / m_P$ )、 $s_P$  =  $P$ の標準偏差である。 $\psi$ 、 $\phi$ の2変数を計算しなければならないのに、用いる式は式(4.3.4)の一つだけしかないが、しばしば行われるのは、荷重 $P$ の分布を用いて設計荷重 $P_d$ と荷重係数 $\psi$ を決定し、それに適合するような抵抗係数 $\phi$ を式(4.3.4)から設定することである<sup>4)</sup>。荷重係数 $\psi$ は、例えば、100年に1度生じる荷重を設計荷重 $P_d$ とし、それを公称値 $P_n$ で除すことにより求まる。ここで、100年という長さは単なる例で、実際には構造物の管理者がその設計の目的に応じて定めることになる。

最終的に、複数の杭基礎について逆算された $\psi$ および $\phi$ の範囲を見ながら代表値を定め、それらを荷重係数、抵抗係数として広く用いることになる。定まった荷重係数、抵抗係数を用いて設計すれば、大多数の杭基礎は目標信頼性指標 $\beta_T$ に近い信頼性指標 $\beta$ を有するようになる。

以上が、不確実性を考慮した部分係数の設定方法の手順である。このようにすれば、今まで $\beta_T$ よりも小さな信頼性指標 $\beta$ しか有していなかった基礎は寸法が大きくなり、逆に、今まで $\beta_T$ よりも大きな信頼性指標 $\beta$ を有していたものは諸元を小さくすることができる。これまでの経験的な安全余裕の付与に対して、照査項目間での相対的なバランスを回復することも可能となり、ある意味において設計法の最適化につながるものと期待される。

$\beta_T$ は一般に目標信頼性指標などと呼ばれるものである。その決定は、上記のように、既存の構造物が有している $\beta$ と大凡同じになるように調整しておけば、それを目標に設計する新しい構造物には経験的にほとんど問題は生じないだろうと期待するものである。 $\beta_T$ は経験に基づいたものであり、これをどのように決めるのかは安全率を昔からどのようにして決めてきたにかという問題に帰着し、長期に亘り供用に付される土木構造物の場合には経験に依存している。したがって、極論すれば、 $\beta_T$ こそがこれまでの設計法における安全率に相当するものであり、過去の経験を最大限尊重しつつ、どのように荷重係数や抵抗係数を合理化すべきかの道筋を与えてくれるのがコードキャリブレーションでもあると言えよう。

図-4.3.3 の斜線部分の面積は、一般に破壊確率と呼ばれるものである。「破壊」という用語を使っているが、このときの破壊は、「壊れる」という意味ではなく、式(4.2.1) や式(4.3.3) の「照査を満足しない」という意味として理解すべきである。例えば、鉄筋コンクリート部材で、ひび割れが発生する断面力を  $R$ 、作用荷重を  $P$  として検討するときであっても、斜線ゾーンの面積は破壊確率と呼ばれることになるが、これは部材として壊れること(破壊) とは無関係であり、単に式(4.2.1) や式(4.3.3) を満足しない確率を意味しており、着目している事象はひび割れに過ぎない。

図-4.3.1 では、荷重  $P$  のばらつきの方が抵抗の  $R$  のばらつきよりもずっと小さく描いてある。このとき、ばらつきの大きさを考慮すれば、荷重  $P$  については公称値  $P_n$  をあまり割増さずに設計値  $P_d$  としてよくなるが、抵抗  $R$  については公称値  $R_n$  を大きく低減して設計値  $R_d$  とするのがよいだろう。このように、個々の設計要因の不確実性に応じた荷重係数、抵抗係数の設定が可能になる。

以下、本論文では、以下に示す仮定を用いて荷重に関する条件付きの抵抗係数  $\phi$  を見積もっている。

- (1) 荷重については、簡単のため確定値として扱う。現在の道路橋示方書に従って評価される荷重  $P$  は、既に荷重係数が乗じられた後の安全側に評価された設計値  $P_d$  であると考えることに相当する。
- (2) 抵抗の分布については、利用可能な統計データ(載荷試験データ) から、平均値  $m$  と変動係数  $CV$  を推定したのち、それが対数正規分布に従うものと仮定する。

このとき、式(4.2.1) は以下のように簡略化される。

$$P_d \leq \phi \times R_n = R_d \quad (4.3.5)$$

この場合、抵抗係数しか考慮していないため、見かけ上従来の設計法と変わらない。しかし、抵抗係数の設定方法が信頼性に基づくある一定の手順によって定められている点が、従来の設計法と全く異質なものである。このとき、図-4.3.1(c) および図-4.3.2 は、図-4.3.4(a)、(b) のように置き換えられる。 $\beta$  と  $\phi$  の関係は、式(4.3.4) から誘導することができる。いま、 $P$  を確定値とすれば、 $m_p$  や  $P_d$  という区別は無くなり、また  $CV_P = 0$  と仮定したことになるため、式(4.3.4) は次式のように変形できる。

$$\phi = \frac{\lambda_R \sqrt{\frac{1}{1+CV_R^2}}}{\exp\left\{\beta \sqrt{\ln(1+CV_R^2)}\right\}} \quad (4.3.6)$$

また、図-4.3.4(a) と図-4.3.4(b) から、 $\beta$  と  $\phi$  の関係は式(4.3.7) のようにも表すことができる。

$$\ln(R_d) = m_{RN} - \beta \times s_{RN}, \quad \phi = R_d / R_n \quad (4.3.7)$$

ここに、 $m_{RN}$  は統計量  $R$  を対数表示したときの統計量  $R^N = \ln(R)$  の平均、 $s_{RN}$  は  $R^N = \ln(R)$  の標準偏差である。統計量  $R$  の平均  $m_R$  と標準偏差  $s_R$  から、統計量  $R^N$  の平均  $m_{RN}$  と標準偏差  $s_{RN}$  を算出するには、式(4.3.1)、式(4.3.2) を用いれば良く式(4.3.8) で表せる。

$$m_{RN} = \ln(m_R) - \frac{1}{2} s_{RN}^2 \quad (4.3.8)$$

$$s_{RN} = \sqrt{\ln\left(1 + \frac{s_R^2}{m_R^2}\right)} = \sqrt{\ln(1 + CV_R^2)} \quad (4.3.9)$$

前述のとおり、 $R^N = \ln(R)$  の分布をプロットすると、図-4.3.4(a) に示すように、平均値  $m_{RN}$ 、標準偏差  $s_{RN}$  を有する正規分布になる。また、式(4.3.8)、式(4.3.9) を式(4.3.7) に代入し、展開することによっても式(4.3.6) は得られる。

または、 $R$  の分布を公称値で無次元化した、 $p = R / R_n$  の分布からも抵抗係数を求めることもでき、その場合は、図-4.3.4(a)、(b) の  $P$  と  $R$  の関係は図-4.3.5(a)、(b) のように変換できる。そして、式(4.3.6) は式(4.3.10) に、式(4.3.7) は式(4.3.11) に変換できる。

$$\phi = \frac{\lambda_R \sqrt{\frac{1}{1 + CV_p^2}}}{\exp\left\{\beta \sqrt{\ln(1 + CV_p^2)}\right\}} \quad (4.3.10)$$

$$\ln(\phi) = \ln(R_d / R_n) = \lambda_{pN} - \beta s_{pN}, \quad \phi = R_d / R_n \quad (4.3.11)$$

ここに、式(4.3.10) の  $\lambda_R$  は  $m_p$  と同じであり、また、 $p$  の変動係数  $CV_p$  は  $s_p / m_p$  として求まる。また、 $\lambda_{pN}$  は統計量  $p = (R / R_n)$  を対数表示したときの統計量  $p^N = \ln(p)$  の平均、 $s_{pN}$  は  $p^N = \ln(p)$  の標準偏差である。統計量  $p$  の平均値  $m_p (= \text{バイアス } \lambda_p)$  と標準偏差  $s_p$  からの統計量  $p^N$  の平均  $\lambda_{pN}$  と標準偏差  $s_{pN}$  の算出は、式(4.3.1)、式(4.3.2) を用いて次式のように表せる。

なお、図-4.3.5 では、荷重  $P$  も抵抗の公称値  $R_n$  で無次元化して示している。

$$\lambda_{pN} = \ln(\lambda_p) - \frac{1}{2} s_{pN}^2 \quad (4.3.12)$$

$$s_{pN} = \sqrt{\ln\left(1 + \frac{s_p^2}{\lambda_p^2}\right)} = \sqrt{\ln(1 + CV_p^2)} \quad (4.3.13)$$

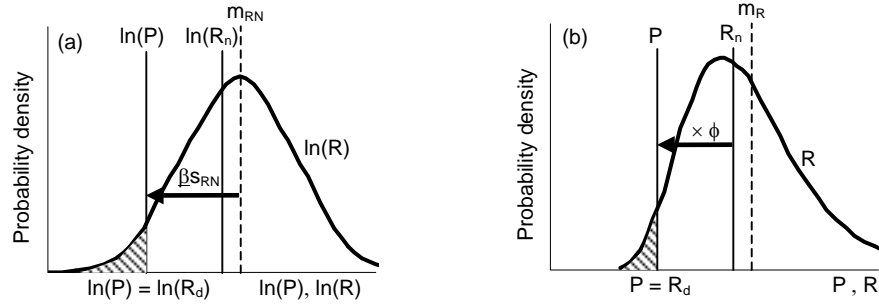


図-4.3.4 荷重を確定値としたときの条件付き抵抗係数の計算

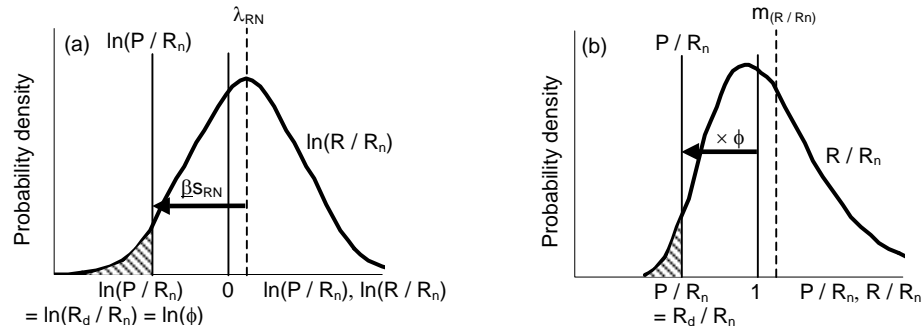


図-4.3.5 抵抗  $R$  の公称値  $R_n$  との比を用いて  $R$  の統計量が整理されている場合の抵抗係数の計算

#### 4.4 杭基礎の挙動の可逆性を保証する限界点に対する部分係数の提案

##### 4.4.1 鉛直抵抗に関する信頼性と部分係数の提案

杭基礎の鉛直支持力の照査について考える。照査式は以下の通りである。最大強度点に対する照査は、設計計算で求まる杭頭反力  $P$  が計算される極限支持力  $R_{uc}$  を超えないことを、同様に、弾性限界点に対する照査は、設計計算で求まる杭頭反力  $P$  が計算される降伏支持力  $R_{yc}$  を超えないことを確かめることである。しかし、図-2.2.26、図-2.2.27、図-2.2.28 で示したように、実際の地盤の支持力は、計算にて評価される値に対してばらつきを有する。したがって、荷重に対して支持力が確実に上回ることが担保されるように、安全余裕を加味して照査を行うことになる。式で表すと、それぞれ以下になる。

$$\text{最大強度点に対する照査} \quad P \leq R_{ud} = \phi_{Ru} \times R_{uc} \quad (4.4.1)$$

$$\text{弾性限界点に対する照査} \quad P \leq R_{yd} = \phi_{Ry} \times R_{y1c} \quad \text{かつ} \quad P \leq R_{yd} = \phi_{Ry} \times R_{y2c} \quad (4.4.2)$$

ここに、 $R_{ud}$  と  $R_{yd}$  が設計極限支持力と設計降伏支持力、 $R_{uc}$ 、 $R_{y1c}$ 、 $R_{y2c}$  は特性値で、支持力推定式を用いて評価される極限支持力と降伏支持力(Y1、Y2)、 $\phi_{Ru}$ 、 $\phi_{Ry}$  が抵抗係数( $\leq 1$ )である。しかし、図-4.3.3 に示したように、抵抗係数が所要の安全余裕そのものではない。例えば、杭頭反力  $P$  が  $\phi_{Ru} \times R_{uc}$  を超えないことを確認することにより、杭頭反力  $P$  が本来の極限支持力  $R_u$  を超えないことを、ある信頼性指標  $\beta$  をもって担保しているものである。

最大強度点に対する照査について、信頼性指標 $\beta$ と抵抗係数 $\phi_{Ru}$ の関係を求める。ここでは、図-4.3.5 および式(4.3.11) を用いた例を示す。

まず、4.3 に従い、図-4.4.1 に示すように、表-2.2.10 の支持力比  $p$  の確率モデルを  $\ln(p)$  の確率モデル  $p^N$  に変換する。式(4.3.12)、式(4.3.13) を用いて、平均値  $m_p$  や標準偏差  $s_p$  の値も  $m_{pN}$ 、 $s_{pN}$  に変換し、あわせて図-4.4.1 に示した。横軸  $\ln(p)$  が 0 のときは、 $p = 1$ 、すなわち、実測値と支持力推定式による計算値が等しいときである。杭頭反力  $P$  が設計極限支持力  $R_{nd}$  を上回る確率を一定以下にするために、平均値  $m_{pN}$  から標準偏差  $s_{pN}$  の  $\beta$  倍だけ差し引いた値に相当する  $R_{ud} / R_{uc}$  の値が、設計値に相当する  $R_{ud} / R_{uc}$  および対応する抵抗係数  $\phi_{Ru}$  になる。

$$\ln(\phi_{Ru}) = \ln(R_{ud} / R_{uc}) = m_{pN} - \beta \times s_{pN}$$

以上の関係を用いて、 $\phi_{Ru}$  と  $\beta$  の関係を求めた結果を図-4.4.2 に示す。

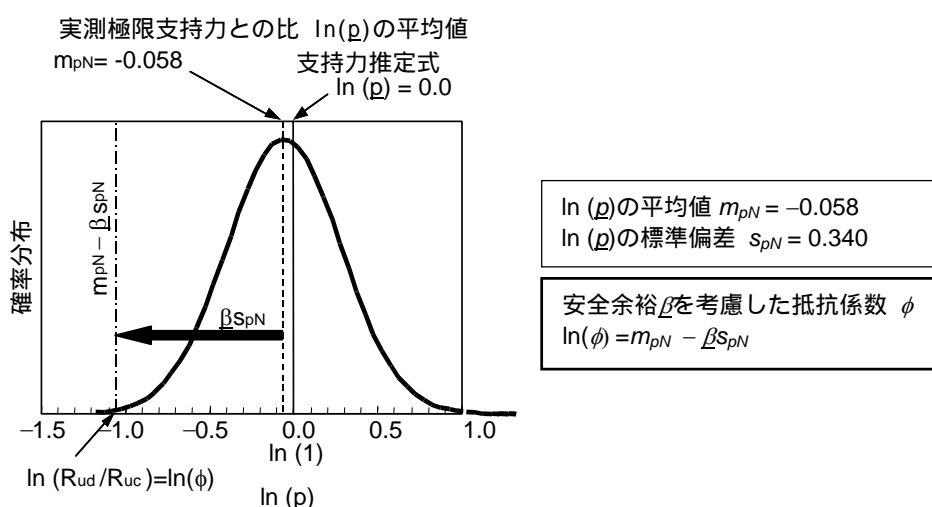


図-4.4.1 極限支持力に関する支持力比の確率モデル

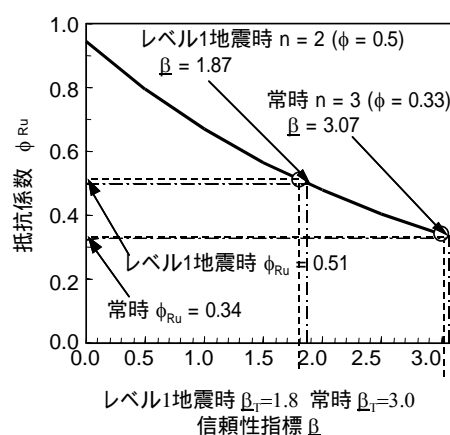


図-4.4.2 極限支持力に関する信頼性指標 $\beta$ と抵抗係数 $\phi_{Ru}$ の関係

次に、鉛直支持の照査に関して、道路橋の杭基礎が有する信頼性指標 $\beta$ の大凡の値を調べる。現行の道路橋示方書<sup>5)</sup>では、公称支持力値に対して常時については安全率 3、レベル 1 地震時については安全率 2 を確保するように規定しており、基礎がこれらの安全率を有しているときが最適の設計とされる。したがって、そのような基礎の安全余裕を図-4.4.2 より評価する。安全率の逆数を取り、形式上それらを抵抗係数の形で示せば  $1/3$ 、 $1/2$  になる。それらに対応する信頼性指標 $\beta$ は、図-4.4.2 より、常時で 3.07、レベル 1 地震時で 1.87 と求まる。

同様に、降伏強度点の照査について、信頼性指標 $\beta$ と抵抗係数 $\phi_{Ry}$ の関係を求める。表-2.2.10 に示した降伏支持力比の確率モデルの横軸を自然対数表示したものを図-4.4.3 に示す。また、 $\phi_{Ry}$ と $\beta$ の関係を求めた結果を図-4.4.4 に示す。図-4.4.4 の Y1 のケースを用いて、現行の道路橋示方書が担保していると想定される信頼性指標 $\beta$ を逆算してみる。前述のように、現行の設計では、極限支持力に対して、常時については安全率 3、レベル 1 地震時については安全率 2 を考慮しており、Y1 のケースでは降伏支持力は極限支持力の 0.63 倍であると定義しているということから、極限支持力に対する安全率を降伏支持力に対する安全率に換算できる。それぞれ、 $3 \times 0.63 = 1.89$  と  $2 \times 0.63 = 1.26$  になる。降伏支持力に対する抵抗係数に換算すれば、常時については  $1 / 1.89 = 0.53$ 、レベル 1 地震時については  $1 / 1.26 = 0.79$  と求まり、図-4.4.4 より、対応する信頼性指標 $\beta$ は常時で 1.27、レベル 1 地震時で 0.32 と求まる。以上をまとめた結果を表-4.4.1 に示す。

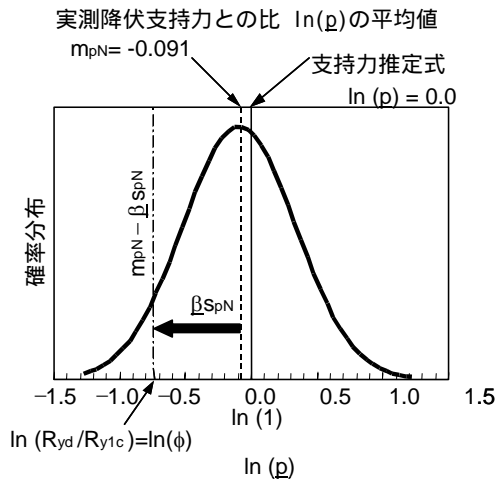
さらに、表-4.4.1 の結果から、目標信頼性指標 $\beta_T$ を決める。常時、レベル 1 地震時の最大強度点、弾性限界点それぞれについて得られた想定値を丸めると、現在の設計が担保しようとしていた目標値 $\beta_T$ を大凡仮定することができる。仮定した値も併せて表-4.4.1 に示した。

最後に、抵抗係数 $\phi$ を求める。目標とする信頼性指標 $\beta_T$ が既存の構造物が有している $\beta$ と大凡同じ値になるようにした。今度は、逆に、ある抵抗係数 $\phi$ を使って設計すれば、設計された殆どの杭基礎の $\beta$ が大凡 $\beta_T$ になる、というような抵抗係数 $\phi$ を定められれば、従来の設計法と同様に新しい構造物にはほとんど問題が生じないものと期待される。図-4.4.2、図-4.4.4 を用いれば、それぞれの目標とした信頼性指標 $\beta_T$ に対応する抵抗係数 $\phi$ が得られる。表-4.4.1 に示す目標信頼性指標 $\beta_T$ を担保しようとする場合に必要な抵抗係数 $\phi$ を表-4.4.2 にまとめた。これも、常時、レベル 1 地震時の最大強度点、弾性限界点に対する照査それぞれで値を丸めれば、最終的に、現在の設計法が担保しようとしていた信頼性指標を有し、かつ広く設計で用いることができると考えられる抵抗係数が提案することができる。提案値をあわせて表-4.4.2 に示した。

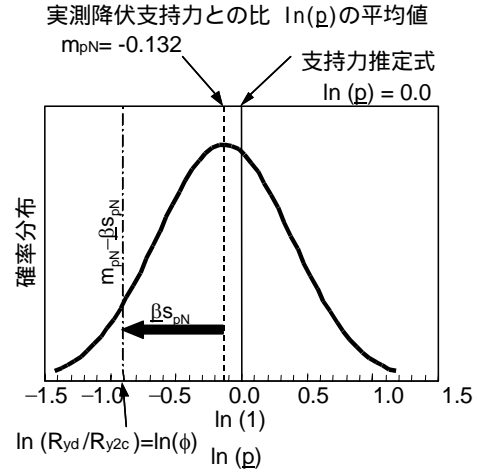
安全余裕 $\beta$ を考慮した抵抗係数  $\phi$   
 $\ln(\phi) = m_{pN} - \beta s_{pN}$

$\ln(p)$ の平均値  $m_{pN} = -0.091$   
 $\ln(p)$ の標準偏差  $s_{pN} = 0.429$

$\ln(p)$ の平均値  $m_{pN} = -0.132$   
 $\ln(p)$ の標準偏差  $s_{pN} = 0.534$

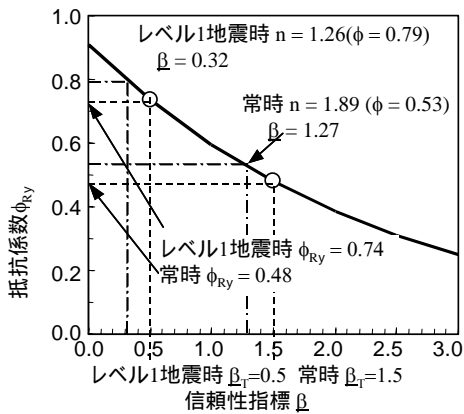


(a) ケース Y1

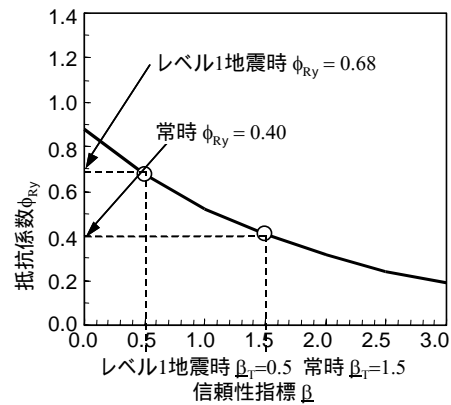


(b) ケース Y2

図-4.4.3 降伏支持力に関する支持力比の確率モデル



(a) ケース Y1



(b) ケース Y2

図-4.4.4 降伏支持力に関する信頼性指標 $\beta_T$ と抵抗係数 $\phi_{Ry}$ の関係

表-4.4.1 現在の道路橋示方書で設計された杭について想定される信頼性指標 $\beta$ と設定する目標信頼性指標 $\beta_T$

荷重組合せ	限界状態	想定値 $\beta$	目標値 $\beta_T$
常 時	最大強度点	3.07	3.0
	降伏強度点 Y1	1.27	1.5
レベル1地震時	最大強度点	1.87	1.8
	降伏強度点 Y1	0.32	0.5



表-4.4.2 抵抗係数値の提案(2002年版道路橋示方書の支持力推定式を用いる場合)

荷重 組合せ	限界状態	照査項目		抵抗係数 $\phi$ の逆算値	抵抗係数 $\phi$ の提案値
常 時	最大強度点 $\beta_T = 3.0$	極限支持力		0.340	0.33
	降伏強度点 $\beta_T = 1.5$	降伏支持力	ケース Y1	0.479	0.40
			ケース Y2	0.405	
レベル 1 地震時	最大強度点 $\beta_T = 1.8$	極限支持力		0.512	0.50
	降伏強度点 $\beta_T = 0.5$	降伏支持力	ケース Y1	0.736	0.68
			ケース Y2	0.678	

#### 4.4.2 水平抵抗に関する信頼性と部分係数の提案

杭基礎の水平変位量の照査について考える。図-2.2.48 に示したように、弾性限界変位レベルは、全ての載荷試験に渡って唯一の値ではなく、載荷試験毎にばらつきを有するものである。

したがって、

$$(\text{荷重効果 } P) = (\text{荷重 } P \text{ により生じる変位レベル } y_c / D) \leq y_d / D = \phi \times y_y / D \quad (4.4.3)$$

の関係を満足するように、計算される変位レベル  $y_c / D$  が、安全余裕( $\phi \leq 1$ )を見込んだ変位レベルの制限値、設計弾性限界変位レベル  $y_d / D$  を超えないことを照査することになる。ここに、 $\phi$  がこの場合の抵抗係数である。ここでは、図-4.3.4 および式(4.3.7)を用いて  $y_d / D$  および  $\phi$  を求めている。

4.3 に示したように、まず、統計量を  $y_y / D$  から  $\ln(y_y / D)$  に関するものに変換する。図-2.2.49 を  $\ln(y_y / D)$  の統計量に書き直したものを図-4.4.5 に示す。平均値  $m_{(y_y/D)N}$ 、標準偏差  $s_{(y_y/D)N}$  も、式(4.3.8)、式(4.3.9)を用いて変換される。

次に、目標とする信頼性指標  $\beta_T$  を決定する。それは、最終的に得られる設計弾性限界変位レベルが、これまで設計に用いてきた許容変位量が担保しようとしていた安全余裕と同等の安全余裕を有するように決定される。ここでは、次の2つのケースで目標信頼性指標  $\beta_T$  を設定する。

ケース 1: 現在の許容変位量(15 mm もしくは杭径の 1% のいずれか大きい方)<sup>6)</sup> が設定された際に考慮された安全余裕(信頼性指標)を推定し、これに準じる。

ケース 2: 4.4.1 における鉛直支持の検討の際に考慮した、常時・レベル 1 地震時それぞれの目標信頼性指標を水平支持に関しても適用する。これは、基礎の安定について、鉛直・水平に無関係に同じ安全余裕を有するように設計しようとするものである。

ケース 1 は、将来の性能規定化の枠組みに対してというよりも、むしろ現在の道路橋示方書の枠組みの中でも有効な設計弾性限界変位レベルを求めようという性格を有しており、ケース 2 は、性能規定化に向けた検討という性格を有している。

まず、ケース 1 について検討する。現在の許容変位である  $0.01D$  という値は、岡原らの研究<sup>6)</sup>

に基づいている。そこに示されている弾性限界変位レベル  $y_y / D$  (岡原らの文献における  $S_y / D$  のことで、 $S_y$  = 降伏変位、 $D$  = 杭径と定義されている) の統計量は、平均値  $m_{(y_y/D)} = 0.035$ 、標準偏差  $s_{(y_y/D)} = 0.038$  である。これを  $\ln(y_y / D)$  の統計量に変換すると、平均値  $m_{(y_y/D)N} = -3.742$ 、標準偏差  $s_{(y_y/D)N} = 0.882$  が得られる。 $\ln(0.01)$  に相当する  $\beta$  を求めると  $\beta = 0.98$  が得られる。よって、 $0.01D$  という値には、 $\ln(y_y / D)$  の平均値  $m_{(y_y/D)N}$  に対して  $\ln(y_y / D)$  の標準偏差  $s_{(y_y/D)N}$  の 1 倍程度の安全余裕を見込まれていると解釈できる。また、道路橋基礎における杭径  $D$  の実績の平均は 1000 mm 程度<sup>7) 8)</sup>であり、この場合の許容変位量は 15 mm である。これは、 $0.015D$  に相当し、岡原らが示す統計データにおいては、 $\ln(0.015)$  は、 $\ln(y_y / D)$  の平均値  $m_{(y_y/D)N}$  に対して  $\ln(y_y / D)$  の標準偏差  $s_{(y_y/D)N}$  の 0.5 倍程度の安全余裕を見込んだ値に相当する。そこで、レベル 1 地震時に対して  $\beta_T = 0.5$  程度の安全余裕を見込めば、これまでの杭の使用実績からいえば従来の設計が見込もうとしていたものと同等の信頼性指標を有することとなる。図-4.4.6 の左図に平均値と平均値から標準偏差の 0.5 倍の安全性を見込んだ値を示す。このとき、抵抗係数  $\phi$  は 0.71、設計弾性限界変位レベル  $y_d / D$  は 0.039 程度になる。これを丸めれば、ケース 1 の場合は、 $y_d / D = 0.035$  が提案される。

つぎに、ケース 2 について検討する。4.4.1 で同定したとおり、鉛直支持に関しては、弾性限界点に対する目標信頼性指標  $\beta_T$  を常時で 1.5、レベル 1 地震時で 0.5 であると見込んでいる。したがって、同じ  $\beta_T$  を用いれば、図-4.4.6 の右の図に示すように、抵抗係数  $\phi$  と設計弾性限界変位レベル  $y_d / D$  は、常時で  $\phi = 0.44$ 、 $y_d / D = 0.024$ 、レベル 1 地震時で  $\phi = 0.71$ 、 $y_d / D = 0.039$  となる。設計弾性限界変位レベル  $y_d / D$  をそれぞれ丸めると、ケース 2 の場合は、常時で 0.02、レベル 1 地震時で 0.035 が提案される。

図-4.4.7 に常時およびレベル 1 地震時の提案値  $y_d / D = 0.020$ 、 $0.035$  と載荷試験にて得られる弾性限界変位レベル  $y_y / D$  の示しているが、提案値はほとんどのデータを安全側に包含している。

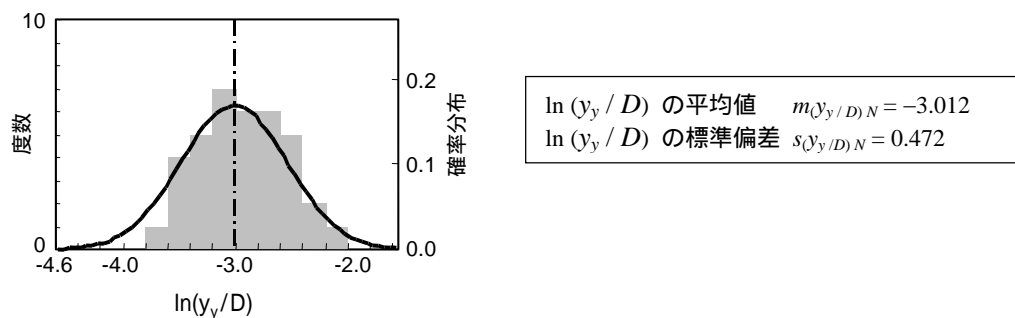


図-4.4.5  $\ln(y_y / D)$  の頻度分布と確率モデル

安全余裕 $\beta$ を考慮した弾性限界変位  $y_d/D$   
 $\ln(y_d/D) = m_{(y_y/D)N} - \beta s_{(y_y/D)N}$

提案値  
 $= \exp(-3.248) = 0.039 \quad 0.035$

常時提案値  $= \exp(-3.721) = 0.024 \quad 0.02$   
 レベル1地震時提案値  $= \exp(-3.248) = 0.039 \quad 0.035$

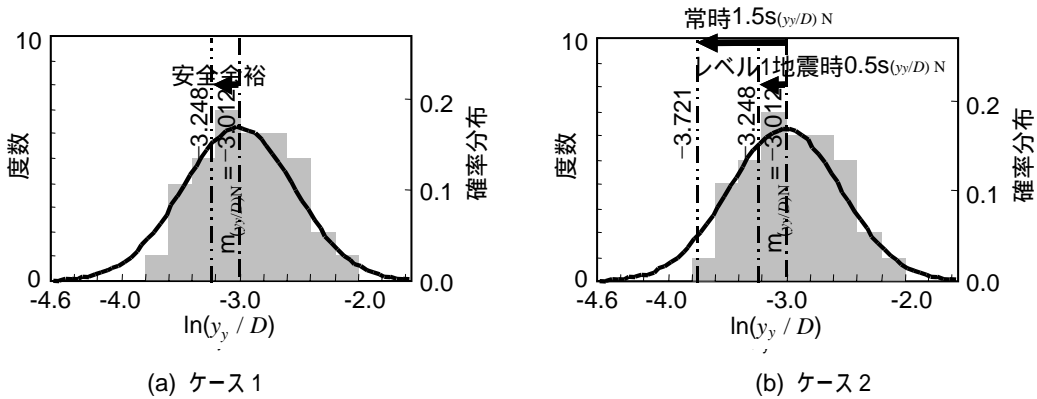


図-4.4.6  $\ln(d_y/D)$  の確率モデルを用いた許容変位の設定

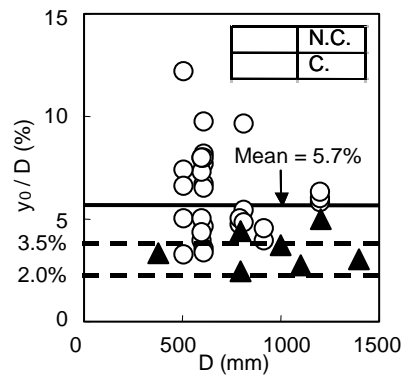


図-4.4.7 弾性限界変位レベル  $y_y/D$  と杭径  $D$  の関係(N.C.: 非複合杭, C.: 複合杭)

#### 4.5 杭基礎の副次的な塑性化を考慮した限界点に対する部分係数の提案

##### 4.5.1 はじめに

道路橋の設計では、一般に、レベル2地震時において基礎に主たる塑性化を生じさせないように設計する場合には、橋脚基部に主たる塑性化が誘導される。基礎の設計水平震度  $k_{hp}$  は、橋脚の終局水平耐力に相当する水平震度  $k_{hu}$  に補正係数  $c_{dF}$  を乗じたものである。道路橋示方書では、橋脚の終局水平耐力に相当する水平震度  $k_{hu}$  および基礎の設計水平震度  $k_{hp}$  は次式で求められる。

$$k_{hu} = P_u / W, \quad W = W_U + 0.5W_P \quad (4.5.1)$$

$$k_{hp} = c_{dF} k_{hu} \quad (4.5.2)$$

ここに、 $W$  は地震時保有水平耐力法に用いる等価荷重、 $W_U$  は当該橋脚が支持する上部構造部分の

重量、 $W_p$  は橋脚の重量である。 $k_{hu}$  は橋脚の終局水平耐力を水平震度に換算したもので、これを換算水平震度と呼ぶことにする。

補正係数  $c_{dF}$  は、橋脚に用いる材料の特性等による耐力のばらつき等を考慮したものであり、道路橋示方書では、橋脚に生じる応答が塑性域に達する場合、その係数値を  $c_{dF} = 1.1$  と規定している。本来、基礎の耐力にも不確実性が伴う。ここでは、信頼性の考え方を基に、橋脚耐力および基礎の耐力のばらつきを考慮した補正係数  $c_{dF}$  の値を検討する。

基礎の耐震設計に用いる荷重を割増すという類似の概念は、米国でも用いられている。例えば、AASHTO<sup>9)</sup>や CALTRANS<sup>10)</sup>の道路橋耐震設計基準では橋脚の曲げ耐力を 1.2 倍し、橋脚基部から基礎に作用する断面力を算出している。これは、実際の材料強度が設計で仮定している値よりも大きいことが考慮されたものである。基礎についても同様に、実際の材料強度と設計で仮定する値との間に差があり、一般には橋脚と同様に大きくなるが、それについては考慮されていない。これは安全側の配慮であると解釈できる。

我が国においても秋山ら<sup>11)</sup>は、橋脚基礎の降伏を防ぐための RC 橋脚と場所打ち杭間の耐力差について信頼性解析を行った結果から、その不確実性を考慮した設計水平震度に関する補正係数の必要性について報告している。さらに、基礎の設計水平震度(降伏震度)  $k_{hy}$  を RC 橋脚の保有水平耐力に相当する震度  $k_{hu}$  と部分係数  $\gamma$  の積と定義して、橋脚の主たる塑性化を橋脚基部に限定したときに、橋梁システムが保有する信頼性を所定の指標に近づけるための部分係数  $\gamma$  の設定方法について提案している。

現行の設計では、橋脚については、材料強度を公称値で表すことによって実際の材料強度より低めに評価し、かぶりコンクリートの寄与分を無視して耐力を算出している。橋脚基礎についても、図-4.5.1 に示すように、計算モデルによる耐力の計算値にあたっては、材料強度を低めに評価するとともに、地盤強度も低めに設定することが多いので、実際の最大耐力に対しては余裕がある。

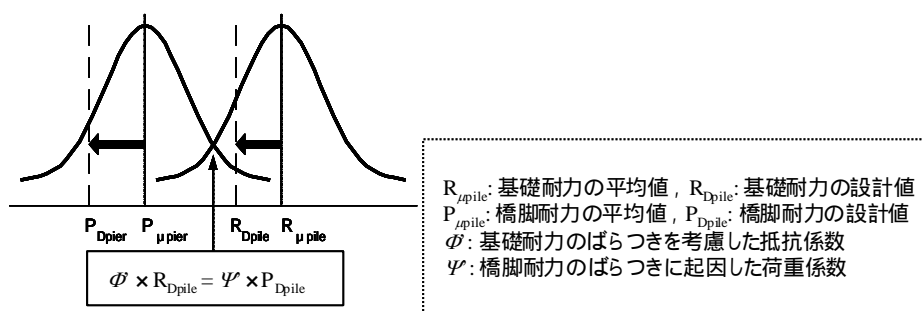


図-4.5.1 基礎耐力および橋脚耐力の設計値

そこで、橋脚および基礎それぞれの耐力に関する不確実性を考慮するための係数を式(4.5.3) に示すように荷重抵抗係数の形で設定する。

$$\phi' \times (\text{基礎耐力の設計値}) \geq \psi' \times (\text{橋脚耐力の設計値}) \quad (4.5.3)$$

そして、これらの抵抗係数  $\phi'$  および  $\psi'$  をまとめて部分係数  $\gamma$  として表すと、 $\gamma = \psi' / \phi'$  で表すことが出来る。

$$\begin{aligned}
 (\text{基礎耐力の設計値}) &\geq \gamma \times (\text{橋脚耐力の設計値}) \\
 &= \psi' / \phi' \times (\text{橋脚耐力の設計値}) \quad (4.5.4)
 \end{aligned}$$

このとき、部分係数 $\gamma$ は橋脚および橋脚基礎の耐力のばらつきを考慮した補正係数であり、これまでの設計において考慮されてきた補正係数 $c_{dF}$ を置き換えるものである。

部分係数 $\gamma$ は、図-4.5.2に示す手順で検討する。まず、橋脚の終局水平耐力 $P_u$ の不確実性を評価する。そして、換算水平震度 $k_{hu}$ のばらつきを設定する。 $k_{hu}$ のばらつきは橋脚の終局水平耐力の不確実性に影響されると考えられる。橋脚耐力の不確実性の要因は、RC橋脚の材料である鉄筋とコンクリートの材料特性のばらつきとした既往の研究より設定する。そして、これを換算水平震度 $k_{hu}$ のばらつきとして考慮する。

次に、基礎の耐力のばらつきを評価する。対象とする基礎は杭基礎とする。この時、杭基礎の降伏には杭体の降伏に起因するものと杭の鉛直支持力に起因するものがあり、これらは各々異なる不確実性を有している。したがって、杭基礎の降伏が杭体の降伏に起因する場合には、3章において評価した杭体の塑性化に起因して杭基礎が降伏する場合の降伏耐力のモデル誤差を考慮して部分係数を検討する。

杭基礎の降伏が杭の鉛直支持力に支配される場合は、最終的に杭頭反力と杭の極限支持力の比較になる。そこで、橋脚耐力のばらつきが発生杭頭反力のばらつきに与える影響と杭の極限支持力のモデル誤差を考慮して部分係数を検討する。

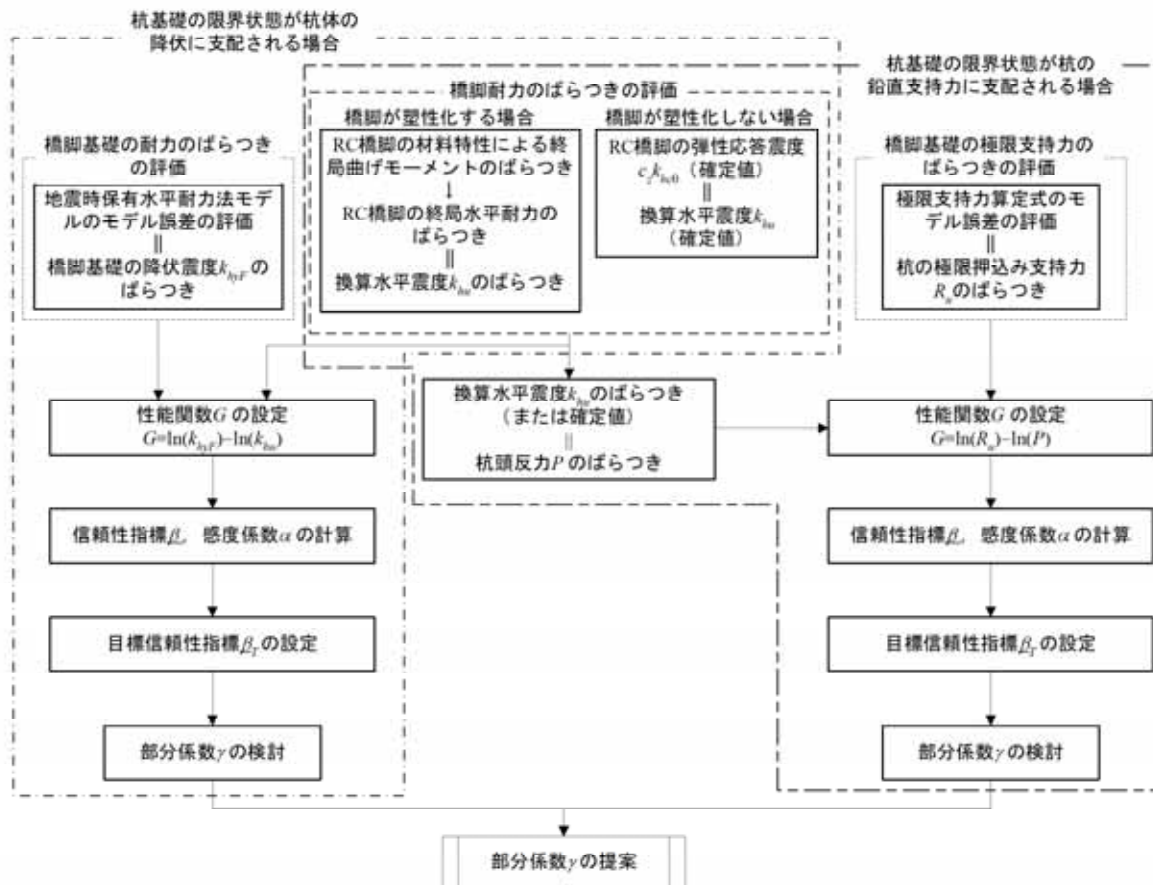


図-4.5.2 杭基礎の副次的な塑性化を考慮した限界状態に対する部分係数の検討フロー

#### 4.5.2 橋脚の終局水平耐力に関するばらつきの評価

橋脚の耐力に関する不確実性としては、材料特性および構造解析モデルに起因する不確実性が挙げられる。鉄筋コンクリート橋脚の耐力や変形性能のばらつきに着目し、そのばらつきの要因となる材料特性や評価式の不確実性を考慮した耐震性能の評価を行った研究として、足立らの研究<sup>12)</sup>や秋山らの研究<sup>13)</sup>等がある。

足立ら<sup>12)</sup>は、材料強度等の変動による耐力・変形性能のばらつき、道路橋示方書に示される各種評価式の誤差によるばらつき、荷重低減特性のばらつきについて検討を行い、定量的な評価を試みている。材料特性のばらつきとして既往の研究<sup>14)</sup><sup>15)</sup>を調査し、コンクリート強度・鉄筋強度・弾性係数等の基準値および平均値とその変動係数などを設定している。そして、これらのばらつきが正規分布に従うと仮定して標準的な道路橋鉄筋コンクリート橋脚断面に対してモンテカルロシミュレーションを行い、鉄筋コンクリートの降伏・終局曲率、曲率じん性率、終局曲げモーメント、降伏剛性の各部材特性のばらつきを評価している。

秋山ら<sup>13)</sup>も、材料特性のばらつきや構造解析の持つ精度、実験等により提案された耐力算定式の持つばらつきによる確率変数を設定し、せん断破壊・変形性能・残留変位の各限界状態式の中に考慮し、信頼性に基づく鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法を検討している。ただし、橋脚曲げ耐力の評価において考慮した材料強度の持つばらつきは足立ら<sup>12)</sup>と同じである。

本論文では、足立らの研究<sup>12)</sup>が評価した鉄筋コンクリート橋脚の終局耐力のばらつきの統計量を採用することとする。足立らの研究で用いている材料特性のばらつきを表-4.5.1に示す。また、統計量の評価対象となっている橋脚断面を図-4.5.3に示す。矩形・円形・壁式のそれぞれの鉄筋コンクリート断面に関する諸量について、表-4.5.1に示す材料特性の基準値を用いて計算された値に対するばらつきは表-4.5.2のように示されている。

表-4.5.1 材料特性のばらつき<sup>12)</sup>

	基準値	平均値	変動係数
コンクリート強度	23.5 N/mm <sup>2</sup>	1.20	0.10
コンクリート弾性係数	2.45 × 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	コンクリート強度より設定	-
鉄筋降伏強度	295 N/mm <sup>2</sup>	1.20	0.07
鉄筋断面積	公称断面積	0.97	0.01
鉄筋弾性係数	2.06 × 10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>	0.97	0.01
作用軸力	0.05 $c_k A_g$	1.05	0.05
断面寸法・配筋位置	設計値	1.00	0.01

道路橋示方書に示されるコンクリート強度との相関関係より設定

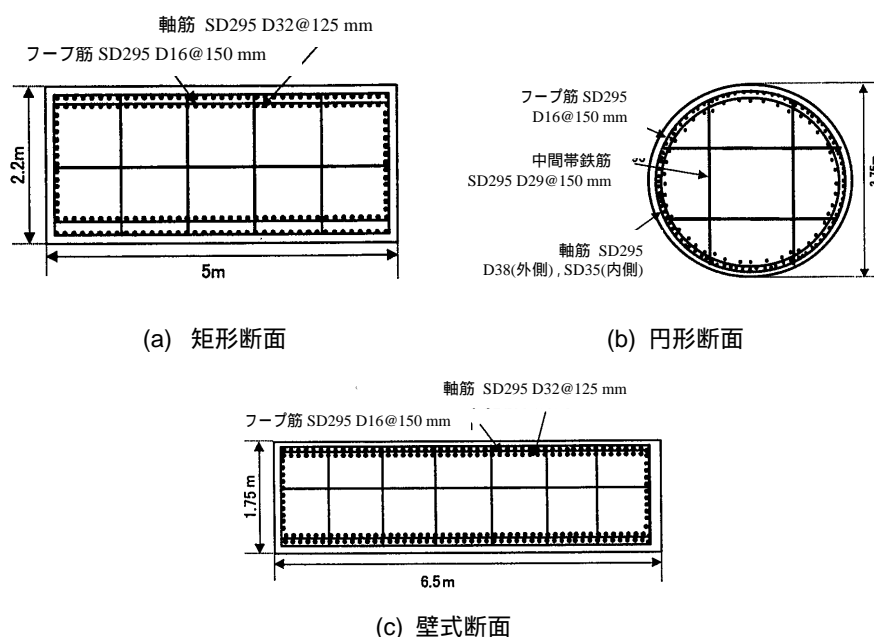


図-4.5.3 対象とする鉄筋コンクリート断面 <sup>12)</sup>

表-4.5.2 鉄筋コンクリート断面特性のばらつきの統計量 <sup>12)</sup>

	矩形断面		円形断面		壁式断面	
	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数
降伏曲率	1.185	0.073	1.182	0.072	1.184	0.074
終局曲率	1.060	0.042	1.018	0.043	0.972	0.039
曲率じん性率	0.899	0.071	0.864	0.043	0.824	0.054
終局曲げモーメント	1.141	0.057	1.143	0.056	1.143	0.059
降伏剛性	0.964	0.037	0.969	0.041	0.968	0.038

鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力は、橋脚基部の終局曲げモーメントと橋脚基部から上部構造慣性力の作用位置までの高さとの関係で表される。したがって、終局曲げモーメントのばらつきに関する統計量は、換言すれば換算水平震度  $k_{hu}$  のばらつきに関する統計量であると考えられる。以上より、本論文では表-4.5.2 に示される RC 橋脚の終局曲げモーメント(終局水平耐力) のばらつきの統計量を安全側に丸めて、換算水平震度比  $K_Q (= k_{hu} \text{ 計算値} / k_{hu} \text{ 基準値})$  のばらつきの統計量として表-4.5.3 に示すように設定する。ここに、 $k_{hu}$  基準値は、材料特性が表-4.5.1 の基準値であるときに算出される橋脚の終局曲げモーメントに相当する換算水平震度のことである。

表-4.5.3 換算水平震度比  $K_Q$  のばらつきの統計量

	平均値 $m_{K_Q}$	変動係数 $CV_{K_Q} (\%)$
換算水平震度比 $K_Q$	1.20	6

ここで、基準値を用いて計算される橋脚の終局水平耐力に相当する水平震度を  $k_Q$  とおくと、換算水平震度  $k_{hu}$  の平均値  $m_{khu}$  と標準偏差  $s_{khu}$  は次式により求められる。

$$m_{khu} = k_Q \cdot m_{KQ} \quad (4.5.5)$$

$$s_{khu} = k_Q \cdot \lambda_{KQ} \cdot CV_{KQ} \quad (4.5.6)$$

#### 4.5.3 杭基礎の限界状態が杭体の塑性化に支配される場合の部分係数の提案

杭基礎の限界状態が杭体の塑性化に支配される場合の照査について考える。照査式は以下の通りである。目的は、杭基礎の降伏耐力が橋脚の終局水平耐力以上であること、すなわち、杭基礎の降伏震度  $k_{hyF}$  が橋脚の換算水平震度  $k_{hu}$  以上であることを確かめることにある。先に述べた通り、部分係数  $\gamma$  は橋脚の終局耐力および橋脚基礎の降伏耐力のばらつきを考慮した補正係数である。

$$k_{hyF} \geq \gamma k_{hu} \quad (4.5.7)$$

式(4.3.3) に従い照査式(4.5.5) を書き換えると、次のようになる。安全余裕の概念図を図-4.5.4 に示す。

$$G^N = \ln(k_{hyF}) - \ln(k_{hu}) = \ln(k_{hyF} / k_{hu}) \geq 0 \quad (4.5.8)$$

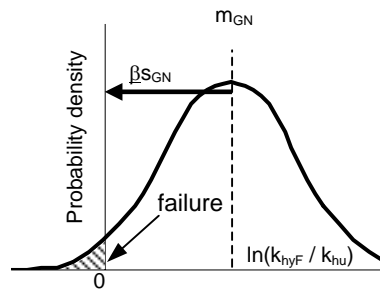


図-4.5.4 安全余裕

##### (1) 橋脚に生じる応答が塑性域に達する場合

ここで、現在の道路橋示方書<sup>5)</sup>で設計された杭基礎が有する信頼性指標を推定する。現在の道路橋示方書では、橋脚に生じる応答が塑性域に達する場合、式(4.5.3) の部分係数  $\gamma$  に相当する係数  $c_{dF}$  を 1.1 と規定している。これを杭基礎の降伏震度に乗じる抵抗係数  $\phi$  に置き換えると ( $\phi k_{hyF} \geq k_{hu}$ )、 $\phi = 1 / c_{dF} = 1 / 1.1 = 0.909$  となる。杭基礎の降伏震度に関するばらつきの統計量と橋脚の換算水平震度に関するばらつきの統計量は、表-3.2.49 および表-4.5.3 で示したとおりである。抵抗係数  $\phi$  とこれらの統計量を用いて、式(4.3.4) により信頼性指標  $\beta$  を逆算すると、 $\beta = 1.453$  となる。

ここでは、想定する地震自体の発生確率がかなり低いこと、また、たとえ限界状態を超えても最大強度点や変形性能を失う点に達するまでには十分な余裕があり、限界状態を超えることが直ちに落橋を引き起こすようなクリティカルな状態に至ることはないことを根拠とし、レベル2地震時における目標信頼性指標  $\beta_T$  は、 $\beta_T = 0.0$  に設定する。

目標信頼性指標  $\beta_T = 0.0$ 、表-3.2.49 および表-4.5.3 の統計量を用いて、式(4.3.4) により抵抗係数  $\phi (= 1 / \gamma)$  を求めると、 $\phi = 1.228$  となる。よって、橋脚および橋脚基礎の耐力のばらつきを考慮した部分係数  $\gamma$  は、 $\gamma = 1 / \phi = 0.81$  となる。



## (2) 橋脚に生じる応答が弾性域にとどまる場合

次に、橋脚に生じる応答が弾性域にとどまる場合の杭基礎が有する信頼性指標を推定する。橋脚基礎の照査においては、橋脚に生じる応答が弾性域にとどまる場合、橋脚基部に生じる断面力を荷重として考慮するものと道路橋示方書<sup>5)</sup>では規定されている。橋脚基部に生じる断面力は、弾性応答震度  $c_z k_{hc0}$  により与えられる。ここに、 $c_z$  は道路橋示方書に示される地域別補正係数、 $k_{hc0}$  はレベル2地震時の設計水平震度の標準値である。したがって、橋脚の塑性化を考慮しない場合、橋脚基礎の照査では弾性応答震度  $c_z k_{hc0}$  相当の荷重を作用させる。このとき、換算水平震度  $k_{hu}$  を確定値とすると、表-4.5.3 に示した換算水平震度比  $K_Q$  の統計量は、 $m_{KQ} = 1.0$ 、 $CV_{KQ} = 0.0$  となるので、換算水平震度  $k_{hu}$  の  $m_{khu}$  および  $s_{khu}$  は  $m_{khu} = c_z k_{hc0} = k_Q$ 、 $s_{khu} = 0$  となる。現行の道路橋示方書では、橋脚に生じる応答が弾性域にとどまる場合には、式(4.5.4)の部分係数  $\gamma$  に相当する係数  $c_{dF}$  は考慮しない( $c_{dF} = 1.0$ )。よって、杭基礎の降伏震度に乗じる抵抗係数  $\phi$  に置き換えても( $\phi k_{hyF} \geq k_{hu}$ )、 $\phi = 1 / c_{dF} = 1 / 1.0 = 1.0$  である。前項(1)と同様に、表-3.2.49の杭基礎の降伏震度のばらつきの統計量と橋脚の換算水平震度のばらつきの統計量( $m_{KQ} = 1.0$ 、 $CV_{KQ} = 0.0$ )を用いて、式(4.3.4)により信頼性指標  $\beta$  を逆算すると、 $\beta = 1.948$  となる。橋脚の塑性化を考慮しない場合、 $\beta$  は橋脚が塑性化する場合に比較して0.5程度大きくなり、2.0程度となった。しかし、橋脚の塑性化を考慮する場合と同等の  $\beta$  を与えることとして、レベル2地震時における目標信頼性指標は、 $\beta_T = 0.0$  と設定する。

目標信頼性指標  $\beta_T = 0.0$  と前述の統計量を用いて、式(4.3.4)により抵抗係数  $\phi (= 1 / \gamma)$  を求めると、 $\phi = 1.471$  となる。よって、橋脚および橋脚基礎のばらつきを考慮した部分係数  $\gamma$  は、 $\gamma = 1 / \phi = 0.68$  となる。

## (3) 杭基礎の限界状態が杭体の塑性化に支配される場合の信頼性と部分係数のまとめ

(1) および(2)の結果を整理すると、表-4.5.4 のようになる。

表-4.5.4 杭基礎の限界状態が杭体の塑性化に支配される場合の信頼性と部分係数

	現在の道路橋示方書で設計された杭基礎が有する信頼性指標 $\beta$	目標信頼性指標 $\beta_T$	部分係数 $\gamma$
橋脚に生じる応答が弾性域に達する場合	1.45	0.0	0.81
橋脚に生じる応答が弾性域にとどまる場合	1.95	0.0	0.68

## 4.5.4 杭基礎の限界状態が杭の鉛直支持力に支配される場合の部分係数の提案

杭基礎の限界状態が杭の鉛直支持力に支配される場合の照査について考える。杭基礎の降伏が杭の鉛直支持力に支配される場合は、最終的に杭頭反力と杭の極限支持力の比較になるので、式(4.3.3)に従い照査式を書くと以下のとおりとなる。この場合の不確実性は、前列杭の杭頭反力  $P$  と極限支持力  $R$  に関する不確実性であると仮定する。

$$G^N = \ln(R) - \ln(P) = \ln(R / P) \geq 0 \quad (4.5.9)$$

## (1) 杭頭反力のばらつきの評価

荷重側である杭頭反力は橋脚耐力のばらつきの影響を受けるので、結果として杭頭反力もばらつくことになる。ここでは、杭頭反力のばらつきの評価方法について述べる。

本城ら<sup>16)</sup>は地震時の杭の支持力照査のための部分係数を求めており、杭頭作用力のばらつきについて評価している。本論文でも本城らの手法<sup>16)</sup>に準じて杭頭反力の評価を行う。レベル2地震時における杭頭反力を $P$ とおくと、 $P$ は死荷重による杭頭反力 $P_D$ と、地震荷重による杭頭反力 $P_E$ に分けて考えることができる。死荷重のばらつきは、他の不確定要素のばらつきに比べて小さいと考えられるので、本論文ではこれを無視し、死荷重による杭頭反力は確定値として扱うこととする。一方、地震荷重による杭頭反力 $P_E$ のばらつきは橋脚の終局水平耐力のばらつきに起因する。すなわち、以下のように考えることができる。

$$\text{杭頭反力: } P = P_D(\text{死荷重による反力}) + P_E(\text{地震荷重による反力})$$

$$\text{杭頭反力: } P = P_D(\text{確定値}) + P_E(\text{変動値})$$

このように考えると、杭頭反力 $P$ は確定値である死荷重による鉛直反力 $P_D$ を含んでいることから、 $P_D$ が $P$ に占める割合によって杭頭反力 $P$ のばらつきの統計量が異なることになる。そこで、過去の実橋の設計データから死荷重による杭頭反力 $P_D$ と地震荷重による杭頭反力 $P_E$ の関係を調査する。過去の実橋の設計データは、以下のように選定した。

まず、既往の文献<sup>7)8)</sup>から、実橋の杭基礎に採用される杭種および杭径・杭長の頻度を調査した。調査結果から得られた杭基礎諸元の頻度に応じて一般的な設計ケースと想定される現行基準で設計された8基の橋脚を抽出した。各橋脚杭基礎の前列杭のうち1本について、レベル2地震時における $P_D$ と $P_E$ の関係式を求めた結果を図-4.5.5に示す。 $P_D$ と $P_E$ の間には相関があり、平均値 $m$ と標準偏差 $s$ から $m - 1s$ ・ $m$ ・ $m + 1s$ を求め、これを順にCase 1・Case 2・Case 3として、最外縁の押込み杭1本が受ける地震荷重を代表させる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{Case 1 (図-4.5.5における } m - 1s \text{ の相関関係に対応): } P_E = 1.8P_D \\ \text{Case 2 (図-4.5.5における } m \text{ の相関関係に対応): } P_E = 2.1P_D \\ \text{Case 3 (図-4.5.5における } m + 1s \text{ の相関関係に対応): } P_E = 2.4P_D \end{array} \right\} \quad (4.5.10)$$

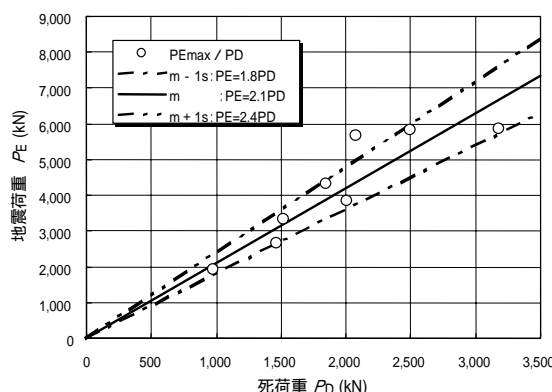


図-4.5.5 現行基準に従う場合の死荷重による杭頭反力 $P_D$ と地震荷重による杭頭反力 $P_E$ の関係

上記の $P_D$ と $P_E$ の関係は、現行基準に従う場合の関係である。式(4.5.2)に示したように、橋脚に生じる応答が塑性域に達する場合、設計水平震度 $k_{hp}$ には補正係数 $c_{df}$ が考慮される。したがっ

て、橋脚の換算水平震度  $k_{hu}$  に相当する荷重が作用するときの地震荷重による杭頭反力を  $P_{Ehu}$  とおくと、 $P_{Ehu}$  は、 $P_E$  を補正係数  $c_{dF} = 1.1$  で除した値となる。

橋脚に生じる応答が塑性域に達する場合の  $P_D$  と  $P_{Ehu}$  の関係

$$\left. \begin{array}{l} \text{Case 1} : P_{Ehu} = P_E / 1.1 = (1.8 / 1.1) P_D = a_1 P_D, a_1 = 1.636 \\ \text{Case 2} : P_{Ehu} = P_E / 1.1 = (2.1 / 1.1) P_D = a_2 P_D, a_2 = 1.909 \\ \text{Case 3} : P_{Ehu} = P_E / 1.1 = (2.4 / 1.1) P_D = a_3 P_D, a_3 = 2.182 \end{array} \right\} \quad (4.5.11)$$

ここに、 $a_i$  は各検討ケースにおける  $P_D$  と  $P_{Ehu}$  の相関係数である。以上より、換算水平震度  $k_{hu}$  に相当する荷重が作用するときの杭頭反力  $P$  は次式により表される。

$$P = P_D + P_{Ehu}, P_{Ehu} = a_i P_D \quad (4.5.12)$$

なお、現行基準に従う場合、杭頭反力  $P$  は

$$P = P_D + c_{dF} P_{Ehu}, P_{Ehu} = a_i P_D \quad (4.5.13)$$

と表される。

杭頭反力  $P$  のうち、死荷重分  $P_D$  は確定値である。一方、地震荷重分  $P_{Ehu}$  は橋脚の終局水平耐力の影響を受けて変動する。そのばらつきは、表-4.5.3 に示した換算水平震度比  $K_Q$  のばらつきと同じである。したがって、杭頭反力  $P$  の平均値  $m_P$  と標準偏差  $s_P$  は次式のように表される。

$$m_P = P_D + m_{KQ} P_{Ehu} = (1 + m_{KQ} a_i) P_D \quad (4.5.14)$$

$$s_P = m_{KQ} CV_{KQ} P_{Ehu} = m_{KQ} a_i CV_{KQ} P_D \quad (4.5.15)$$

$$CV_P = s_P / m_P \quad (4.5.16)$$

## (2) 橋脚に生じる応答が塑性域に達する場合の信頼性および部分係数

現在の道路橋示方書<sup>5)</sup>で設計された杭基礎が有する信頼性指標を推定する。杭基礎の降伏が杭の鉛直支持力に支配される場合の照査式は、式(4.5.7) に示したとおりである。杭頭反力  $P$  のばらつきは、式(4.5.11)、式(4.5.14)～式(4.5.16) で評価する。換算水平震度比  $K_Q$  のばらつきの統計量は表-4.5.3 である。極限支持力  $R$  のばらつきは表-2.2.10 より、支持力比  $p$  (= 実測値 / 計算値) のばらつきの統計量として、平均値  $m_p = 1.0$ 、変動係数  $CV_p = 0.35$  であると推定した。これらの統計量を用いて、式(4.3.4) より信頼性指標  $\beta$  を逆算する。信頼性指標  $\beta$  を逆算する際に用いる抵抗係数  $\phi$  は、次のとおりである。

杭頭反力  $P$  が極限支持力  $R$  に達して杭基礎の降伏したときの杭頭反力は  $P = R$  である。式(4.5.10) の Case 1 を例にすると、このときの杭頭反力は

$$P = P_D + P_E = P_D + 1.8 P_D = 2.8 P_D$$

である。言い換えれば、極限支持力は  $R = P = 2.8 P_D$  ということになる。しかし、この杭頭反力は補正係数  $c_{dF}$  を考慮した設計水平震度を用いて計算されたものであるので、実際の杭頭反力  $P'$  は式(4.5.11) の Case 1 より

$$P' = P_D + P_{Ehu} = P_D + 1.636 P_D = 2.636 P_D$$

である。すなわち、杭頭反力は補正係数  $c_{dF}$  によって、

$$P / P' = 2.8 P_D / 2.636 P_D = 1.062$$

の割増されていたということになる。この割増し( $P/P'$ )を係数 $\psi$ とすると、 $\psi P' = R$ と表すことができる。同様に Case 2・Case 3 について求めると、係数 $\psi$ は(Case 2)  $\psi = 1.066$ 、(Case 3)  $\psi = 1.069$ となる。これを  $P' = \phi R$  で表す抵抗係数 $\phi (= 1/\psi)$ に置き換えると、Case 1 ~ Case 3 の抵抗係数 $\phi$ は、それぞれ、(Case 1)  $\phi = 0.942$ 、(Case 2)  $\phi = 0.938$ 、(Case 3)  $\phi = 0.935$ と求められる。

これらの抵抗係数を用いて逆算した信頼性指標 $\beta$ を表-4.5.5 に示す。現在の道路橋示方書で設計された杭基礎が有する信頼性指標 $\beta$ は、 $\beta = -0.35$ 程度であると推定される。

表-4.5.5 現在の道路橋示方書で設計された杭基礎が有する信頼性指標  $\beta$

	信頼性指標 $\beta$
Case 1	-0.33
Case 2	-0.34
Case 3	-0.35

レベル2地震時における目標信頼性指標 $\beta_T$ は次のように設定する。多列杭基礎の場合は、前列杭が極限に達してもその後ろの杭列が鉛直力を分担できるため、基礎システムとしての最大強度は降伏強度よりも大きい。したがって、照査式  $G^N = 0$  に達しても直ちに基礎システムとして安定性を失うわけではない。また、レベル2地震がそもそも橋の供用期間中に遭遇する確率は極めて低いものである。これらを踏まえて、4.5.3 と同様に目標信頼性指標は $\beta_T = 0.0$ とする。ただし、一般に、2列杭基礎の場合には、まず後列杭が引抜き支持力に達し、その後、前列杭が極限に達することで基礎としては最大強度を発揮している状態になる。すなわち、2列杭基礎の場合は多列杭基礎に比べて余剰強度のない構造になっている。そこで、2列杭基礎の場合には目標信頼性指標 $\beta_T = 0.5$ として、目標安全余裕を大きくすることにした。

多列杭基礎の場合の目標信頼性指標を $\beta_T = 0.0$ 、2列杭基礎の場合の目標信頼性指標を $\beta_T = 0.5$ として、前述の統計量を用いて式(4.3.4)により抵抗係数 $\phi$ を求めると表-4.5.6 となる。これを $\gamma = 1/\phi$ で変換すると、橋脚および橋脚基礎のばらつきを考慮した補正係数 $\gamma$ は表-4.5.6 に示す値となる。

多列杭基礎( $\beta_T = 0.0$ ) の場合の部分係数 $\gamma$  は $\gamma = 1.2$ 程度である。2列杭基礎のような構造的に余剰強度がない( $\beta_T = 0.5$ ) 場合の部分係数は $\gamma = 1.4 \sim 1.5$ 程度である。 $\beta_T = 0.0$ での部分係数と比べて、 $\beta_T = 0.5$ とした場合の $\gamma$ は0.2強程度大きな値となる。

表-4.5.6 橋脚に生じる応答が塑性域に達する場合の部分係数

		目標信頼性指標 $\beta_T$	抵抗係数 $\phi$	部分係数 $\gamma$
多列杭基礎	Case 1	0.0	0.840	1.19
	Case 2		0.835	1.20
	Case 3		0.831	1.20
2列杭基礎	Case 1	0.5	0.708	1.41
	Case 2		0.704	1.42
	Case 3		0.700	1.43

(3) 橋脚に生じる応答が弾性域にとどまる場合の信頼性および部分係数

次に、橋脚に生じる応答が弾性域にとどまる場合の杭基礎が有する信頼性指標を推定する。4.5.3(2) で述べたとおり、橋脚に生じる応答が弾性域にとどまる場合の橋脚基礎の照査では弾性応答震度  $c_z k_{hc0}$  相当の荷重を作用させるので、換算水平震度  $k_{hu}$  を確定値であるとする。表-4.5.3 に示した換算水平震度比  $K_Q$  の統計量は、 $m_{KQ} = 1.20$ 、 $CV_{KQ} = 0.06$  となるので、換算水平震度  $k_{hu}$  の  $m_{khu}$  および  $s_{khu}$  は  $m_{khu} = c_z k_{hc0} = k_Q$ 、 $s_{khu} = 0$  となる。現在の道路橋示方書では、橋脚に生じる応答が弾性域にとどまる場合には、式(4.5.3) の部分係数  $\gamma$  に相当する係数  $c_{dF}$  は考慮しない( $c_{dF} = 1.0$ )。よって、式(4.5.11) の地震荷重による杭頭反力  $P_{Ehu}$  は、 $P_{Ehu} = P_E$  となり、各検討ケースにおける  $a_i$  は式(4.5.8) より、 $a_1 = 1.8$ 、 $a_2 = 2.1$ 、 $a_3 = 2.4$  となる。よって、杭頭反力  $P$  のばらつきは、式(4.5.10) と式(4.5.14)～式(4.5.16) で評価する。極限支持力  $R_u$  のばらつきは前項(1) と同じである。補正係数  $c_{dF}$  は考慮しないので、信頼性指標  $\beta$  を逆算する際に用いる抵抗係数は  $\phi = 1.0$  である。これらの統計量を用いて、式(4.3.4) より信頼性指標  $\beta$  を逆算すると、 $\beta = -0.17$  となる。橋脚の塑性化を考慮しない場合、 $\beta$  は橋脚が塑性化する場合に比較して 0.2 弱大きくなった。橋脚の塑性化を考慮する場合と同等の  $\beta$  を与えることとして、レベル 2 地震時における目標信頼性指標は、多列杭基礎の場合は  $\beta_T = 0.0$ 、2 列杭基礎の場合は  $\beta_T = 0.5$  と設定する。前述の統計量を用いて、式(4.3.4) により抵抗係数  $\phi$  を求めると表-4.5.7 となる。これを  $\gamma = 1 / \phi$  で変換すると、橋脚および橋脚基礎のばらつきを考慮した部分係数  $\gamma$  は表-4.5.7 に示す値となる。

多列杭基礎( $\beta_T = 0.0$ ) の場合の部分係数  $\gamma$  は  $\gamma = 1.1$  程度である。2 列杭基礎のような構造的に余剰強度がない( $\beta_T = 0.5$ ) 場合の部分係数は  $\gamma = 1.3$  程度である。 $\beta_T = 0.0$  での  $\gamma$  と比べて、 $\beta_T = 0.5$  とした場合の  $\gamma$  は 0.2 大きな値となる。

表-4.5.7 橋脚に生じる応答が弾性域にとどまる場合の部分係数

	目標信頼性指標 $\beta_T$	抵抗係数 $\phi$	部分係数 $\gamma$
多列杭基礎	0.0	0.944	1.06
2 列杭基礎	0.5	0.796	1.26

(4) 杭基礎の限界状態が杭の鉛直支持力に支配される場合の信頼性と部分係数のまとめ

(2) および(3) の結果を整理すると、表-4.5.8 のようになる。

表-4.5.8 杭基礎の限界状態が杭の鉛直支持力に支配される場合の信頼性と部分係数

		現在の道路橋示方書で設計された杭基礎が有する信頼性指標 $\beta$	目標信頼性指標 $\beta_T$	部分係数 $\gamma$
橋脚に生じる応答が塑性域に達する場合	多列杭基礎	-0.33 ~ -0.35	0.0	1.19 ~ 1.20
	2 列杭基礎		0.5	1.41 ~ 1.43
橋脚に生じる応答が弾性域にとどまる場合	多列杭基礎	-0.17	0.0	1.06
	2 列杭基礎		0.5	1.26

#### 4.5.5 レベル2地震時の杭基礎の設計に用いる部分係数の提案

4.5.3 および 4.5.4 の検討結果より、レベル 2 地震時の杭基礎の設計に用いる部分係数の提案値を表-4.5.9 に示す。なお、照査式は、橋脚基礎の降伏震度を  $k_{hyF}$ 、杭基礎照査用の換算水平震度を  $k_{hu}$  とすると、次式で表される。

$$k_{hyF} \geq \gamma k_{hu} \quad (4.5.17)$$

ここで、単に橋脚と基礎の強度の比較をするならば、基礎の限界状態として「基礎が最大強度に達しない限界」を設定し、橋脚基部の発生断面力と基礎の最大強度との比較をする照査式を用いることも考えられるが、基礎の降伏強度を用いることは結果的に安全側でもあるので、本論文では照査の考え方や限界状態の設定は現行の道路橋示方書を踏襲した。

杭体の塑性化に起因する場合は部分係数  $\gamma$  が 1 未満である。これは、現行基準による計算値が基礎の降伏強度を過小評価しているためと考えられる。杭体が塑性化する基礎の設計に、 $\gamma = 1.2$  を用いた場合の信頼性指標  $\beta$  を逆算してみると、 $\beta = 1.9$  程度となる。また、杭の鉛直支持力に起因する場合で、2 列杭基礎のように杭列数が少なく、安全余裕が小さいと考えられる場合には、表-4.5.10 に示すように  $\gamma$  を大きめに設定するのが良いと考える。

表-4.5.9 検討結果から得られたレベル 2 地震時の杭基礎の設計に用いる部分係数  $\gamma$  の整理(多列杭基礎)

橋脚に生じる応答	目標信頼性指標 $\beta_r$	杭基礎システムとしての降伏耐力を支配する要因	
		杭体の塑性化	杭の鉛直支持力
塑性域に達する場合	0.0	$\gamma = 0.8$	$\gamma = 1.2$
弾性域にとどまる場合	0.0	$\gamma = 0.7$	$\gamma = 1.1$

表-4.5.10 杭基礎の降伏が杭の鉛直支持力に支配される場合で、杭列数が少ない場合の部分係数  $\gamma$  の整理

橋脚に生じる応答	目標信頼性指標 $\beta_r$	部分係数
塑性域に達する場合	0.5	$\gamma = 1.5$
弾性域にとどまる場合	0.5	$\gamma = 1.3$

#### 4.6 まとめ

本章では、基礎設計の宿命である地盤に起因する不確定性をどの段階でどのように取り扱うべきか、上部構造の部材設計との比較を行いながら、荷重抵抗係数設計法を前提とした特性値の設定方法、部分係数の書式を提案した。次に、2 章および 3 章で定義した道路橋基礎の安定照査上の限界点について、多数の載荷試験データをもとに確認されている推定精度をもとに、一定の信頼性を確保するための「照査基準」として部分係数値を提案した。

本章で得られた結果は下記のとおりである。

- 1) 杭基礎の安定照査上の着目限界点に関する推定精度をもとに、現行基準における杭基礎と同等の信頼性を確保するための部分係数の設定法と部分係数値を提案した。
- 2) 常時・暴風時およびレベル 1 地震時に対する鉛直抵抗に関しては、現行基準の信頼性を踏まえ、目標信頼性指標 $\beta_T$ として、常時については、[最大強度点に対して] = 3.0、[弾性限界点に対して] = 1.5、暴風時・レベル 1 地震時については、[最大強度点に対して] = 1.8、[弾性限界点に対して] = 0.5 に設定できることを確認した。また、このとき抵抗係数 $\phi$ は、それぞれ常時  $0.33 \cdot 0.40$ 、レベル 1 地震時  $0.50 \cdot 0.68$  と設定することを提案した。
- 3) 常時・暴風時およびレベル 1 地震時に対する水平抵抗に関しては、現行基準の信頼性を踏まえ、鉛直抵抗に関する弾性限界点に対する照査と同等の信頼性を見込むことが可能であり、許容変位として、常時は杭径の 2%、暴風時およびレベル 1 地震時は杭径の 3.5% と設定することを提案した。
- 4) レベル 2 地震時の杭基礎の設計において、現行基準の信頼性を踏まえ、目標信頼性指標 $\beta_T$ を多列杭基礎の場合には $\beta_T = 0.0$ 、2 列杭の場合には $\beta_T = 0.5$  と提案した。そして、現行の道路橋示方書で規定されている基礎の設計に用いる設計水平震度の補正係数 $c_{dF}$ に代わる部分係数 $\gamma$ を、橋脚の耐力および橋脚基礎の耐力のばらつきを考慮して提案した。

## 参考文献

- 1) Alfredo H-S. Ang・Wilson H. Tang, 伊藤學・亀田弘行(訳): 土木・建築のための確率・統計の基礎, 丸善, 1977. 4.
- 2) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計, 鹿島出版会, 1986. 5.
- 3) Palle Thoft-Christensen, Michael J.Baker, 室津義定(訳): 構造信頼性 - 理論と応用, シュプリンガー・フェアラーク東京, 1986. 1.
- 4) Paikowsky, S. G., with contributions from Birgisson, B., McVay, M., Nguyen, T., Kuo, C., Baecher, G., Ayyab, B., Stenersen, K., O'Malley, K., Chernauskas, L., and O'Neill, M.: Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations, NCHRP Report 507, Transportation Research Board, Washington, DC, 2004. 8.
- 5) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 丸善, 2002. 3.
- 6) 岡原美知夫, 高木章次, 中谷昌一, 木村嘉富: 単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究, 土木研究所資料, 第 2919 号, 1991. 1.
- 7) 福井次郎, 中野正則, 石田雅博, 七澤利明, 芦達拓哉, 田口博文: 橋梁基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料, 第 3500 号, 1997. 1.
- 8) 中谷昌一, 石田雅博, 白戸真大, 井落久貴: 橋梁形式基礎の選定手法調査, 土木研究所資料, 第 4037 号, 2007. 2.
- 9) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI Units, 4th Edition, 2007. 1.
- 10) California Department of Transportation: Seismic design criteria, Ver. 1. 4, 2008. 7.
- 11) 秋山充良, 松中亮治, 土井充, 鈴木基行: 構造系信頼性評価法と構造最適化手法を用いた RC 橋脚と場所打ち杭基礎間の耐力階層化に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp. 743-752, 2001. 3.
- 12) 足立幸郎, 運上茂樹: じん性設計を行った鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 777-788, 2000. 3.
- 13) 秋山充良, 土井充, 松中亮治, 鈴木基行: 構造系の信頼性を考慮した RC 橋脚の耐震設計に用いる安全係数の試算, 土木学会論文集 V, No. 718 / V- 57, pp. 1-17, 2002. 11.
- 14) 中埜良昭: 信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震安全性に関する研究, 東京大学博士論文, 1988. 12.
- 15) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建造物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, 丸善, 1997. 7.
- 16) Honjo. Y , Suzuki. M, Shirato. M, and Fukui. J: Determination of Partial Factors for a Vertically Loaded Pile Based on Reliability Analysis, Soils and Foundations, Vol. 42, No. 5, pp. 91-109, 2002. 10.



## 5章 結論

本論文は、道路橋を対象にその安定照査法に関して、設計を構成する 4 つの基本項目である「要求性能」「評価指標」「照査基準」「検証方法」を意識しながら、「要求性能」の照査に相応しい「評価指標」「照査基準」「検証方法」について、その工学的な意義や根拠について検討したものである。ここでは、「要求性能」を設計意図Ⅰ、Ⅱに大別し、それぞれの意図に相応しい「評価指標」と「検証方法」に関して、杭基礎の限界点の評価とモデル化を行った。次に、多数の載荷試験データに基づき、一定の信頼性を有する「照査基準」として部分係数の試算を行った。

本研究は、性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関して、一貫した設計思想を追求したものであり、道路橋に固有の「要求性能」と基礎の挙動に見られる限界状態との関連性の構築を試みることにより、設計方法の根本的な考え方を創造した点に独創性がある。当然のことながら、他の基礎形式の安定照査法の構築においても、基本となる考え方として活用できるものであり、有用なものと考えられる。

各章ごとの結論は以下のとおりである。

1 章では、性能規定化の目指すところについて考察するとともに、現在の道路橋に求められている性能について整理を行い、基礎の安定照査法の現状と課題について述べ、本論文の目的を示した。

2 章では、多数の載荷試験結果から、可逆的な挙動を保証できる弾性限界点として、残留変位が急増する限界点をもって、力学的に大きな変化をきたさないという工学的な意義を満たすことができることを確認した。

また、鉛直方向の最大強度点の設定に当たっては、杭工法ごとに荷重－変位特性を異にすることから、実務的な観点に立って鉛直変位量の制限を意図することも妥当であることを確認した。このため、鉛直方向の安定照査については、弾性限界点および最大強度点の 2 点に着目することを提案した。

また、弾性限界点に着目した解析モデルの設定については、現行方法より推定精度の改善を図るため一定の提案を行った。改善の余地は残されており、性能規定化のなお一層の発展により、合理化に向けた技術開発への誘導が可能であることを確認した。

また、弾性限界点および最大強度点に関するばらつきについて、多数の載荷試験結果から定量的に確認した。

さらに、杭工法によっては、基礎が一時的にせよ副次的な塑性化を経験した後には、可逆性を失う可能性のあることが確認された。特に、地盤改良体と杭体の複合体からなる鋼管

ソイルセメント杭やプレボーリング杭などの複合杭については、杭体周辺のソイルセメント部の塑性化が杭の復元力特性に影響を及ぼす可能性があることが確認された。

3章では、副次的な塑性化を許容された場合について、基礎の挙動のモデル化に関して載荷試験データの分析を通して検討を行い、水平方向の地盤反力特性についてバイリニアモデルで表現できることを提案した。その際に、砂質土・粘性土によってモデルおよび推定精度が異なることを確認した。

また、群杭効果に関する補正係数についても確認した。砂質土における前列杭の杭前面地盤抵抗領域は載荷直角方向で杭径  $D$  の3倍程度の範囲と考えられ、水平地盤反力度の上限値の補正係数  $\eta_p$  は杭中心間隔  $/3D$  で求められる。ただし、杭中心間隔が  $3D$  以上である場合は  $\eta_p = 1$  とする。前列杭以外の水平地盤反力度の上限値は、前列杭の  $1/2$  とモデル化できる。粘性土においては、杭前面地盤の抵抗領域が小さく、前列杭および前列杭以外に関わらず  $\eta_p = 1$  と考えることができる。また、杭中心間隔に関係なく  $\eta_p = 1$  と考える。

また、レベル2地震時の杭基礎の設計において照査点となる杭基礎の降伏耐力のモデル誤差を評価した。

さらに、橋梁の供用期間中には想定しにくいが否定できないレベルの設計状況(レベル2地震時)を想定し、限定的な損傷のもと機能の回復が速やかに行いうるために許容される杭基礎の挙動について、実験室レベルでの群杭基礎載荷試験データに基づき、基礎の塑性率の制限の工学的意義を確認した。そして、レベル2地震時において、許容され得る塑性率の制限値を提案した。

4章では、杭基礎の安定照査上の着目限界点に関する推定精度をもとに、現行基準における杭基礎と同等の信頼性を確保するための部分係数の設定法と部分係数値を提案した。

また、常時・暴風時およびレベル1地震時に対する鉛直抵抗に関しては、現行基準の信頼性を踏まえ、目標信頼性指標  $\beta_T$  として、常時については、[最大強度点に対して] = 3.0、[弾性限界点に対して] = 1.5、暴風時・レベル1地震時については、[最大強度点に対して] = 1.8、[弾性限界点に対して] = 0.5 に設定できることを確認した。また、このとき抵抗係数  $\phi$  は、それぞれ常時 0.33・0.40、レベル1地震時 0.50・0.68 と設定することを提案した。

また、常時・暴風時およびレベル1地震時に対する水平抵抗に関しては、現行基準の信頼性を踏まえ、鉛直抵抗に関する弾性限界点に対する照査と同等の信頼性を見込むことが可能であり、許容変位として、常時は杭径の2%、暴風時およびレベル1地震時は杭径の3.5%と設定することを提案した。

さらに、レベル2地震時の杭基礎の設計において、現行基準の信頼性を踏まえ、目標信頼性指標  $\beta_T$  を多列杭基礎の場合には  $\beta_T = 0.0$ 、2列杭の場合には  $\beta_T = 0.5$  と提案した。そして、現行の道路橋示方書で規定されている基礎の設計に用いる設計水平震度の補正係数  $c_{dF}$  に代わる部分係数  $\gamma$  を、橋脚の耐力および橋脚基礎の耐力のばらつきを考慮して提案した。

本論文中において指摘した個々の今後の課題とは別に、本論文において示した道路橋に固有の「要求性能」に照らし、設計思想の根本に関係する部分について今後の課題と考えられる事項を以下に示す。

- 1) 基礎が一時的にせよ副次的な塑性化を経験した後には、可逆性を失うとともに長期的にも回復しない可能性があることが確認された。レベル2地震後の要求性能として、その修復性などについて、より具体的にどのような性能を担保するのか考察が必要である。将来的には、地盤改良工法を用いた道路橋基礎の耐震補強を可能とするか否かに関わる重要事項にもなるものと推察される。
- 2) 本来非線形性を示す基礎と地盤との相互作用について、従来どおり簡易な調査に基づく蓋然性の低いモデル化による効率的な方法を志向するのか、信頼性の向上を志向した精度は高いが高度な判断を要する方法を志向するのか、大局的な意思決定が必要である。
- 3) 道路橋基礎の安定照査においては、地震時の性能の確保が支配的な課題となるが、現行の静的照査法では、複雑な地盤挙動に対して万全を期すことは不可能である。このため、部分的には動的照査法の導入についても検討を進めるべきである。その際には、基礎の変位・変形が「評価指標」「照査基準」に選択されるものと想像される。すなわち、基礎の変位量を動的に評価する方法を確立する必要がある。
- 4) 従来より、道路橋基礎には長期的な視点から見れば基本的には不動点とみなせることを要求されてきた。海外において昨今みられるように、一定の残留変位を積極的に認めて大地震時の影響を緩和するような選択肢について、考慮する余地を残すか否か大局的な意思決定が必要である。

## 関連論文等

### I. 審査論文

- 1) 岡原美知夫, 中谷昌一, 田口敬二, 松井謙二: 軸方向押込み力に対する杭の支持特性に関する研究, 土木学会論文集, No. 418 / III-13, pp. 257-266, 1990. 6.
- 2) 岡原美知夫, 中谷昌一, 松井謙二: 杭の鉛直および水平方向の支持特性に関する研究, 構造工学論文集 A, Vol. 37, No. 3, pp. 1453-1466, 1991. 3.
- 3) 石井清, 鈴木誠, 中谷昌一, 松井謙二: 載荷試験結果を考慮した杭鉛直支持力の確率論的評価法, 土木学会論文集, No. 439 / III-17, pp. 45-52, 1991. 12.
- 4) 白戸真大, 福井次郎, 中谷昌一: ファイバー要素を用いた数値解析による場所打ち杭基礎の変形性能評価, 日本地震工学会論文集, Vol. 6, No. 4, pp. 38-54, 2006. 11.
- 5) 中谷昌一, 白戸真大, 井落久貴, 松井謙二: 水平力を受ける杭の弾性限界状態に関する研究, 土木学会論文集 C, Vol. 64, No. 3, pp. 616-628, 2008. 8.

### II. その他論文、研究報告

- 1) 岡原美知夫, 中谷昌一, 田口敬二, 松井謙二: 工種・支持形態別杭の鉛直支持力特性 II, 土質工学研究発表会発表講演集, Vol. 23, No. 2-2, pp. 1363-1364, 1988. 5.
- 2) 岡原美知夫, 中谷昌一, 田口敬二, 松井謙二: 工種・支持形態別杭の鉛直支持力特性 I, 土質工学研究発表会発表講演集, Vol. 23, No. 2-2, pp. 1361-1362, 1988. 5.
- 3) 岡原美知夫, 高木章次, 中谷昌一, 田口敬二, 坂本昭夫: 載荷試験データによる水平抵抗特性に関する調査, 土木研究所資料, 第 2721 号, 1989. 1.
- 4) 坂本昭夫, 岡原美知夫, 高木章次, 中谷昌一, 田口敬二: 水平載荷試験データによる杭の基準変位量に関する一考察 I, 土質工学研究発表会発表講演集, Vol. 24, No. 2-2, pp. 1345-1346, 1989. 5.
- 5) 田口敬二, 岡原美知夫, 高木章次, 中谷昌一, 坂本昭夫: 水平載荷試験データによる杭の基準変位量に関する一考察 II, 土質工学研究発表会発表講演集, Vol. 24, No. 2-2, pp. 1347-1348, 1989. 5.
- 6) 田口敬二, 岡原美知夫, 中谷昌一: 杭の支持力評価に関する研究, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 3 部, Vol. 44, pp. 820-821, 1989. 1.
- 7) 中谷昌一: 道路橋示方書 IV 下部構造編 改訂のポイントおよび設計計算例 各論 改訂のポイントおよび設計計算例-7 杭基礎の設計, 基礎工, Vol. 18, No. 5, pp. 37-43, 1990. 5.
- 8) 岡原美知夫, 中谷昌一: 道路橋示方書の改訂について IV 下部構造編, 橋梁と基礎, Vol. 24, No. 5, pp. 9-14, 1990. 5.
- 9) 中谷昌一, 岡原美知夫, 田口敬二: 単杭の大変形・水平載荷実験, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 3 部, Vol. 45, pp. 1036-1037, 1990. 9.

- 10) 岡原美知夫, 高木章次, 中谷昌一, 木村嘉富: 単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究, 土木研究所資料, 第 2919 号, 1991. 1.
- 11) 高木繁, 岡原美知夫, 中谷昌一, 社森佳次: 群杭模型の大変形・水平載荷実験 群杭の杭頭荷重分担率について, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 3 部, Vol. 46, pp. 816-817, 1991. 9.
- 12) 岡原美知夫, 中谷昌一, 木村嘉富: 道路橋下部構造への限界状態設計法の適用に関する現状, 日本道路会議論文集, Vol. 19, 一般, pp. 940-941, 1991. 1.
- 13) 岡原美知夫, 中谷昌一, 藤村知広: 杭の軸方向バネ定数の算定法の提案, 日本道路会議論文集, Vol. 19, 一般, pp. 932-933, 1991. 1.
- 14) 藤原稔, 岡原美知夫, 木村嘉富, 高木繁, 中谷昌一: 水平載荷試験による杭基礎の保有水平耐力, 天然資源の開発利用に関する日米会議耐風・耐震構造専門部会合同部会会議録, Vol. 24, pp. 339-352, 1992.
- 15) 岡原美知夫, 中谷昌一, 木村嘉富, 高木繁, 社森佳次: 群杭模型の水平方向載荷実験, 土木研究所資料, 第 3079 号, 1992. 3.
- 16) 中谷昌一: 道路橋示方書の改訂について, 道路, No. 734, 2002. 4.
- 17) 玉越隆史, 村越潤, 渡辺博志, 中谷昌一, 運上茂樹: 道路橋技術基準の現状と今後の改訂への取り組み, 土木技術資料, Vol. 47, No. 7, pp. 28-33, 2005. 7.
- 18) 中谷昌一, 山口昭: 斜杭基礎の保有水平耐力に関する研究, 土木施工, Vol. 47, No. 2, pp. 80-81, 2006. 2.
- 19) 中谷昌一, 竹口昌弘, 井落久貴, 鈴木規彦: 鋼管杭を用いた斜杭基礎の地震時保有水平耐力に関する検討, 土木技術資料, Vol. 48, No. 6, pp. 58-63, 2006. 6.
- 20) 井落久貴, 中谷昌一, 竹口昌弘, 岡原美知夫, 小松章, 平田尚, 高野公寿, 池田真, 高橋一樹: 鋼管杭斜杭基礎の保有水平耐力に関する研究(その 1), 地盤工学研究発表会発表講演集, Vol. 41, 2 分冊の 2, pp. 1387-1388, 2006. 7.
- 21) 井落久貴, 中谷昌一, 竹口昌弘, 岡原美知夫, 小松章, 平田尚, 高野公寿, 池田真, 高橋一樹: 鋼管杭斜杭基礎の保有水平耐力に関する研究(その 2), 地盤工学研究発表会発表講演集, Vol. 41, 2 分冊の 2, pp. 1385-1386, 2006. 7.
- 22) 中谷昌一, 白戸真大: 基礎の性能照査と数値解析技術, 橋梁と基礎, Vol. 40, No. 8, pp. 93-97, 2006. 8.
- 23) M. Suzuki, M. Shirato, S. Nakatani & K. Matsui: Probabilistic Uncertainties in Estimating the Vertical Bearing Resistance of Piles, TAIPEI2006 International Symposium on New Generation Design Codes for Geotechnical Engineering Practice, pp. 95-96, 2006. 11.
- 24) Masahiro Shirato, Shoichi Nakatani, Kenji Matsui, and Takashi Nakaura: GEOTECHNICAL CRITERION FOR SERVICEABILITY LIMIT STATE OF HORIZONTALLY-LOADED DEEP FOUNDATIONS, U.S. -Japan Bridge Engineering Workshop, 22, pp. 356-369, 2006. 11.
- 25) Shoichi Nakatani, Masahiro Takeguchi, Hisataka Iochi, Norihiko Suzuki: STUDY ON SEISMIC LATERAL STRENGTH OF COUPLED BATTERED STEEL PIPE PILE, U.S. -Japan Bridge Engineering Workshop, 22, pp. 145-153, 2006. 11.

- 26) 中谷昌一, 白戸真大: 深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について, 土木研究所資料, 第 4030 号, 2006. 12.
- 27) 中谷昌一, 白戸真大, 井落久貴, 野村朋之: 性能規定下における杭基礎の安定照査に関する研究, 土木研究所資料, 第 4036 号, 2007. 1.
- 28) M. Shirato, S. Nakatani: Seismic design specifications for Japanese highway bridge deep foundations against large earthquakes, International Workshop on Recent Advances of Deep Foundations, pp. 167-172, 2007. 2.
- 29) M. Suzuki, M. Shirato, S. Nakatani & K. Matsui: Side Resistance of Piles Considering Strain Levels, International Workshop on Recent Advances of Deep Foundations, pp. 211-215, 2007. 2.
- 30) 中谷昌一, 白戸真大, 野々村佳哲, 中村祐二: 大きな変位を受ける杭基礎の地盤水平抵抗のモデル化について, 土木研究所資料, 第 4100 号, 2008. 3.
- 31) 中谷昌一, 白戸真大, 野村朋之: レベル 2 地震時における杭基礎の設計に用いる部分係数の検討, 土木研究所資料, 第 4102 号, 2008. 3.
- 32) 中谷昌一, 竹口昌弘, 井落久貴, 横幕清: 鋼管杭を用いた斜杭基礎の変形性能に関する載荷実験, 土木研究所資料, 第 4108 号, 2008. 3.
- 33) 鳥畑淳, 寺川洋平, 津田和義, 村上浩, 中谷昌一, 竹口昌弘, 昇健次: 杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する研究(その 1), 第 63 回土木学会年次学術講演会, III-116, pp. 231-232, 2008. 9.
- 34) 本間裕介, 木谷好伸, 吉原雅美, 岡田亮太, 中谷昌一, 野々村佳哲, 平田尚: 杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する研究(その 2), 第 63 回土木学会年次学術講演会, III-117, pp. 233-234, 2008. 9.
- 35) 長谷川央, 西村裕, 飯田努, 中谷昌一, 白戸真大, 大久保浩弥: 杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する研究(その 3), 第 63 回土木学会年次学術講演会, III-118, pp. 235-236, 2008. 9.

### III. その他関与した研究報告書並びに関係基準類

- 1) 道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究委員会: 道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究報告書, 1989. 3.
- 2) 道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究委員会: 道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究(その 2) 報告書, 1990. 3.
- 3) 道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究委員会: 道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究報告書, 1991. 3.
- 4) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 編, 1990. 2.
- 5) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I~V 編, 2002. 3.
- 6) (社) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, 1992. 10.
- 7) (社) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, 2007. 1.

- 8) (社) 日本道路協会: 杭基礎施工便覧, 2007. 1.
- 9) (財) 国土開発技術研究センター: 一般土木工法・技術審査証明報告書「ソイルセメント合成鋼管杭工法」, 1991. 2.
- 10) (財) 土木研究センター: 建設技術審査証明報告書「先端翼付き回転貫入鋼管杭 ジョウイング・パイル」, 2005. 9.
- 11) (財) 国土技術研究センター: 建設技術審査証明事業報告書「ガンテツパイル(鋼管ソイルセメント杭工法)」, 2006. 1.
- 12) (財) 国土技術研究センター: 建設技術審査証明事業報告書「HYSC 杭(鋼管ソイルセメント杭工法)」, 2007. 2.
- 13) (財) 土木研究センター: 建設技術審査証明報告書「Super KING 工法」, 2007. 8.